

UNIVERSIDAD DE CUENCA



**FACULTAD DE INGENIERÍA
ESCUELA DE INGENIERÍA CIVIL**

**“ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA VÍA
MOLLETURO - TRES MARÍAS - LA IBERIA, EN LA PROVINCIA
DEL AZUAY.”**

**TESIS PREVIA A LA OBTENCIÓN
DEL TÍTULO DE INGENIERO CIVIL**

Autores:

Henry Daniel Carrión Luzuriaga
Christian Hugo Orellana Paucar

Director:

Ing. Cristian Iván Coello Granda, MSc

Cuenca - Ecuador
2016



RESUMEN

Teniendo en consideración que el inadecuado desalojo del agua lluvia que cae sobre la calzada es capaz de generar daños en la estructura vial, se adopta el estudio del sistema de drenaje para la vía Molleturo - Tres Marías - La Iberia de 28.2 Km de longitud, localizada en la Provincia del Azuay. El análisis y el diseño de los diferentes elementos que constituyen tal sistema de drenaje, se fundamentan en dos aspectos: (1) Una evaluación hidrológica de la zona de emplazamiento del proyecto en base a los registros históricos disponibles de estaciones pluviométricas cercanas y (2) Una evaluación hidráulica con el fin de determinar las dimensiones que garanticen el apropiado desalojo del flujo circulante. El cálculo se sustenta en las metodologías de Manning, Racional Americano y Soil Conservation Service [SCS], apoyado por las herramientas computacionales disponibles. Al final, la coherencia en los resultados obtenidos dentro de las normas y los parámetros establecidos para el diseño, como los caudales transportados por cunetas y alcantarillas, la profundidad de socavación y la altura disponible para el gálibo a partir de la modelización hidrológica del cauce correspondiente, aseguran un costo económico en la implantación a más de la eficacia en la ejecución del presente proyecto.

Palabras Clave:

Sistema de drenaje, intensidad de precipitación, cuenca hidrográfica, coeficiente de escurrimiento, método racional americano, diseño hidrológico, diseño hidráulico, socavación.



ABSTRACT

Considering that the inadequate evacuation of the rainwater flowing over the road could generate damage to its structure, was undertaken a study of the drainage system for the road Molleturo - Tres Marías - La Iberia (28.2 km. long, located in the Azuay Province). The analysis and design of the different elements that constitute such drainage system were substantiated in two aspects: (1) A hydrological evaluation of the project area, based on the historical reports from nearby rainfall stations, and (2) A hydraulic evaluation to determine the dimensions that guarantee the proper evacuation of the water flow. The calculations are based on the methodologies of Manning, American Rational and the Soil Conservation Service [SCS], supported by the available computational tools. In the end, the consistency of the results obtained within the standards and the established design parameters, such as the flow carried by the sewers and gutters, the scour depth and the height available for the gauge (obtained with the hydrological modeling of the corresponding channel), guarantee an economical implementation cost beside the efficient execution of this project.

Keywords:

Drainage system, precipitation intensity, hydrographic basin, runoff coefficient, american rational method, hydrologic design, hydraulic design, scour.



ÍNDICE DE CONTENIDO

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN.....	17
1.1 Selección del tema.....	17
1.2 Objetivo General	17
1.3 Objetivos Específicos.....	17
1.4 Justificación del trabajo	18
1.5 Antecedentes y solución al problema.....	19
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO.....	21
2.1 Importancia del drenaje	21
2.2 Obras de drenaje de arte menor	22
2.2.1 Longitudinal	22
2.2.2 Transversal.....	27
2.3 Obras de drenaje de arte mayor.....	32
2.3.1 Puentes	32
2.4 Obras complementarias.....	35
2.4.1 Bombeo	35
2.4.2 Cortes en terrazas.....	35
2.4.3 Disipadores de energía	36
CAPÍTULO 3. MATERIALES.....	38
3.1 Ubicación geográfica	38
3.2 Recursos digitales disponibles	39
3.2.1 Topografía	39
3.2.2 Cartografía.....	39
3.3 Análisis de precipitaciones e intensidades	39
3.4 Herramientas computacionales.....	43
3.5 Limitaciones	44
CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA.....	45
4.1 Calidad en la información	45
4.2 Análisis estadístico de frecuencias: Precipitaciones extremas.....	46
4.2.1 Test de Bondad de Ajuste: Kolmogorov-Smirnov	46
4.2.2 Distribución de Gumbel	48



4.2.3 Precipitación de diseño. Período de retorno	49
4.3 Criterios de diseño de cunetas	50
4.3.1 Consideraciones de diseño.....	50
4.3.2 Relación precipitación-escorrentía: Ecuaciones de Henderson	50
4.4 Criterios de diseño de subdrenes.....	52
4.4.1 Consideraciones de diseño.....	52
4.4.2 Caudal del subdren	53
4.4.3 Tubería colectora	55
4.5 Drenaje Transversal: Alcantarillas.....	57
4.5.1 Emplazamiento.....	57
4.5.2 Análisis hidrológico.....	58
4.5.3 Análisis hidráulico.....	64
4.6 Obras de drenaje de arte mayor: Puente	74
4.6.1 Localización.....	74
4.6.2 Método SCS	75
4.6.3 Modelización en HEC-HMS	81
4.6.4 Modelización en HEC-RAS	82
4.6.5 Método de Lischtván-Levediev	84
CAPÍTULO 5. RESULTADOS	87
5.1 Precipitaciones de diseño.....	87
5.1.1 Calidad en la información.....	87
5.1.2 Bondad de ajuste y análisis de frecuencias.....	87
5.2 Diseño de Cunetas	91
5.3 Cunetas de coronación.....	93
5.4 Subdrenes de zanja	94
5.5 Diseño del drenaje transversal	94
5.6 Análisis del Puente: Modelación hidrológica, hidráulica y socavación	101
5.6.1 Caudal máximo en el punto de interés	101
5.6.2 Estudio hidráulico del puente sobre el Río Chacayacu	104
5.6.3 Análisis de socavación.....	107
5.7 Cantidades de obra.....	109
CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	112



REFERENCIAS	116
ANEXOS	119
A.- Puntos para emplazamiento de alcantarillas	119
B.- Perfiles del cauce para la modelización en HEC-RAS	120
C.- Diseño hidráulico de alcantarillas.....	120
D.- Trazado vial	124



ÍNDICE DE CUADROS

Cuadro 2.2-1 Valores de velocidad del agua a las cuales erosionan diferentes materiales.	24
Cuadro 3.3-1 Registro de precipitaciones máximas en 24 horas (mm).	40
Cuadro 3.3-2 Ecuaciones de intensidad para las estaciones El Labrado y Santa Isabel.	42
Cuadro 4.2-1 Test Kolmogorov-Smirnov. Valores críticos para Dt .	46
Cuadro 4.4-1 Caudal por infiltración. Valores recomendados para F_i .	54
Cuadro 4.4-2 Caudal por infiltración. Valores recomendados para F_R .	54
Cuadro 4.5-1 Intensidades máximas en 24 horas para las estaciones El Labrado y Santa Isabel.	61
Cuadro 4.5-2 Valores para el Coeficiente de Escorrentía "C".	64
Cuadro 4.5-3 Parámetros y consideraciones de los seis tipos de flujo en alcantarillas.	66
Cuadro 4.5-4 Coeficientes de regresión para el cálculo de la carga hidráulica H_e , en alcantarillas con control de entrada.	71
Cuadro 4.5-5 Valores para el coeficiente de pérdida de carga por la entrada K_e .	73
Cuadro 4.6-1 Rangos para la clasificación de las condiciones de humedad antecedente.	76
Cuadro 4.6-2 Método SCS. Grupos hidrológicos del suelo.	77
Cuadro 4.6-3 Números de curva de escorrentía para complejos hidrológicos suelo-cubierta, para las condiciones de una cuenca AMCII e $I_a = 0.2 \cdot S$.	79
Cuadro 5.1-1 Parámetros para la aplicación del Test de Kolmogorov-Smirnov y Distribución de Gumbel.	88
Cuadro 5.1-2 Test de Kolmogorov-Smirnov aplicado a los datos de la estación El Labrado.	88
Cuadro 5.1-3 Test de Kolmogorov-Smirnov aplicado a los datos de la estación Santa Isabel.	89
Cuadro 5.1-4 Aceptación de la hipótesis nula que plantea el Test de Kolmogorov-Smirnov.	90
Cuadro 5.1-5 Análisis de Gumbel para precipitaciones extremas (mm).	90
Cuadro 5.2-1 Parámetros requeridos para el diseño de cunetas de concreto simple.	91
Cuadro 5.2-2 Diseño de cunetas en los tramos más desfavorables de la vía.	92
Cuadro 5.2-3 Capacidad hidráulica de la sección de diseño de cunetas.	93
Cuadro 5.5-1 Aplicación del Método Racional para la obtención de caudales de diseño.	95
Cuadro 5.5-2 Diseño hidráulico de las alcantarillas a implantar en el proyecto.	98
Cuadro 5.6-1 Características de la cuenca de aporte en la abscisa del puente.	102
Cuadro 5.6-2 Número de curva en la cuenca hidrográfica del puente (Río Chacayacu).	103
Cuadro 5.6-3 Parámetros del método SCS calculados para la cuenca del Río Chacayacu.	103
Cuadro 5.6-4 Caudales máximos para el diseño del puente sobre el Río Chacayacu (SCS).	104
Cuadro 5.6-5 Parámetros hidráulicos del puente sobre el Río Chacayacu.	107
Cuadro 5.6-6 Análisis de socavación general bajo el puente en el Río Chacayacu.	107



Cuadro 5.6-7 Análisis hidráulico del puente sobre el Río Chacayacu.	108
Cuadro 5.7-1 Cantidades de obra para cunetas.....	109
Cuadro 5.7-2 Longitudes requeridas para alcantarillas de armado y hormigón.....	109
Cuadro 5.7-3 Cantidades de obra para estructuras de entrada y salida de alcantarillas (cabezales y muros de alas).	109
Cuadro 5.7-4 Cantidades de obra para estructuras de entrada de alcantarillas (cajones).	110
Cuadro 5.7-5 Cantidades de obra. Remoción y excavación del drenaje menor.....	110
Cuadro 5.7-6 Cantidades de obra para disipadores de energía.	110
Cuadro 5.7-7 Cantidad de geomembrana requerida en los disipadores de energía.	111



ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.2-1 Sección de diseño de cunetas.....	22
Figura 2.2-2 Localización de una contracuneta trapecial en un terreno natural.	23
Figura 2.2-3 Ilustración del flujo, antes y después de colocar un subdren.	25
Figura 2.2-4 Uso de un dren longitudinal de zanja para abatir el NF.	25
Figura 2.2-5 Detalle típico de un subdren de zanja.	26
Figura 2.2-6 Diagrama de un geodren con tubería colectora.	27
Figura 2.2-7 Protección contra la socavación en una alcantarilla circular.	28
Figura 2.2-8 Principales elementos que constituyen una alcantarilla.	29
Figura 2.2-9 Estructura tipo cajón para la entrada a una alcantarilla.	31
Figura 2.2-10 Alcantarilla con estructura de cajón a la entrada y cabezal con muro de alas a la salida.	31
Figura 2.3-1 Puente de concreto de larga vida útil con enrocamiento en los márgenes como medida de protección.	33
Figura 2.3-2 Efecto de la socavación sobre la base del puente El Tanque, en la vía Bucaramanga-Matanza, Colombia.	34
Figura 2.4-1 Bombeo de una sección típica de una carretera de dos carriles.	35
Figura 2.4-2 Talud de terraplén con inclinación peralte:huella de 1:1.5 y vegetación para estabilizar la superficie.	36
Figura 2.4-3 Principales elementos que constituyen un gavión.	37
Figura 2.4-4 Principales elementos que constituyen un colchón reno.	37
Figura 3.1-1 Trazado vial Molleturo - Tres Marías - La Iberia.	38
Figura 3.3-1 Mapa de zonificación de intensidades.	42
Figura 4.1-1 Estadísticos considerados en un Diagrama de Caja.	45
Figura 4.4-1 Sistema de subdren de zanja.	52
Figura 4.4-2 Espaciamiento entre subdrenes considerando un análisis del comportamiento del NF entre éstos.	53
Figura 4.4-3 Esquema para el cálculo del caudal por abatimiento del NF.	55
Figura 4.4-4 Disposición de orificios en una tubería colectora circular.	56
Figura 4.4-5 Nomograma para el cálculo del diámetro de una tubería colectora.	56
Figura 4.5-1 Trazado de un parte aguas con corte convexo en las curvas de nivel.	59
Figura 4.5-2 Esbozo de las áreas de drenaje de los puntos estratégicos del proyecto.	60
Figura 4.5-3 Curvas IDF para la estación El Labrado.	62
Figura 4.5-4 Curvas IDF para la estación Santa Isabel.	62
Figura 4.5-5 Elementos geométricos en una alcantarilla de sección circular.	68
Figura 4.5-6 Elementos geométricos en una alcantarilla de sección cuadrada.	69
Figura 4.6-1 Cuenca hidrográfica correspondiente a la abscisa del puente sobre el Río Chacayacu.	74
Figura 4.6-2 Variables que intervienen en el desarrollo del Método SCS.	75
Figura 4.6-3 Usos del suelo referentes a la zona de implantación del puente.	78
Figura 4.6-4 Rango de pendientes en la cuenca hidrográfica del puente.	80



Figura 4.6-5 Entorno del modelo HMS concerniente a la cuenca hidrográfica del puente.	82
Figura 4.6-6 Vista en planta del río a modelar y trazado de secciones en HEC-RAS.....	83
Figura 4.6-7 Sección transversal de un cauce a considerar en el estudio de la socavación.	84
Figura 5.1-1 Diagramas de Caja de las estaciones El Labrado y Santa Isabel.	87
Figura 5.1-2 Ajuste de Gumbel para precipitaciones extremas (mm).....	91
Figura 5.2-1 Dimensiones de la sección de diseño de cunetas (cm).....	93
Figura 5.6-1 Hietograma temporal de precipitación, estación Santa Isabel.	102
Figura 5.6-2 Hidrograma de crecida para el diseño del puente sobre el Río Chacayacu.	104
Figura 5.6-3 Análisis hidráulico del Río Chacayacu.	105
Figura 5.6-4 Análisis hidráulico en la sección de emplazamiento del puente sobre el Río Chacayacu. Resumen de resultados.	106
Figura 5.6-5 Perfil de socavación general en el sitio de implantación del puente sobre el Río Chacayacu.	108



Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Yo, Henry Daniel Carrión Luzuriaga, autor de la tesis "ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA VÍA MOLLETURO - TRES MARÍAS - LA IBERIA, EN LA PROVINCIA DEL AZUAY", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 25 de Enero de 2016

Henry Daniel Carrión Luzuriaga

C.I: 1104715451



Universidad de Cuenca
Cláusula de derechos de autor

Yo, Christian Hugo Orellana Paucar, autor de la tesis "ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA VÍA MOLLETURO - TRES MARÍAS - LA IBERIA, EN LA PROVINCIA DEL AZUAY", reconozco y acepto el derecho de la Universidad de Cuenca, en base al Art. 5 literal c) de su Reglamento de Propiedad Intelectual, de publicar este trabajo por cualquier medio conocido o por conocer, al ser este requisito para la obtención de mi título de Ingeniero Civil. El uso que la Universidad de Cuenca hiciere de este trabajo, no implicará afección alguna de mis derechos morales o patrimoniales como autor.

Cuenca, 25 de Enero de 2016

Christian Hugo Orellana Paucar

C.I: 0104261987



Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Henry Daniel Carrión Luzuriaga, autor de la tesis "ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA VÍA MOLLETURO - TRES MARÍAS - LA IBERIA, EN LA PROVINCIA DEL AZUAY", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 25 de Enero de 2016

Henry Daniel Carrión Luzuriaga

C.I: 1104715451



Universidad de Cuenca
Cláusula de propiedad intelectual

Yo, Christian Hugo Orellana Paucar, autor de la tesis "ESTUDIO DEL SISTEMA DE DRENAJE PARA LA VÍA MOLLETURO - TRES MARÍAS - LA IBERIA, EN LA PROVINCIA DEL AZUAY", certifico que todas las ideas, opiniones y contenidos expuestos en la presente investigación son de exclusiva responsabilidad de su autor.

Cuenca, 25 de Enero de 2016

Christian Hugo Orellana Paucar

C.I: 0104261987



DEDICATORIAS

“Dedico a Dios por haberme dirigido en mi camino. A todas las personas que estuvieron cerca de mí, apoyándome incondicionalmente durante esta etapa de mi vida, especialmente a mis padres, que con su ejemplo de perseverancia y dedicación han sido partícipes para cumplir esta gran meta. A mis hermanos por estar siempre presentes y transmitirme buenos ánimos y la fuerza necesaria para seguir adelante.”

Daniel

“El presente trabajo va dedicado a Dios, por la vida. A mis padres Hugo y Susana, por su ejemplo, enseñanzas, paciencia y apoyo incondicional entregado para cumplir la meta de ser un profesional. A mis hermanos María Eulalia, Esteban, Adriana, Víctor y sobrino Mateo, por la confianza y cariño entregados. A mis familias Orellana y Paucar, por su constante interés en mis proyectos, motivo de impulso a continuar hacia adelante. A mis amigos, de manera especial a Javier, Juan Diego y Sebastián, por compartir sus experiencias y conocimientos cada vez que eran necesarios. A Daniel, por lo aprendido durante la elaboración de la tesis. A mi abuelita Rosa, por brindarme su protección celestial.”

Christian



AGRADECIMIENTOS

“Cada trecho recorrido enriquece al peregrino y lo acerca un poco más a hacer realidad sus sueños.”

Paulo Coelho

Este proyecto es consecuencia del esfuerzo conjunto de quienes lo integramos. Los resultados alcanzados van dedicados en primera instancia a Dios por la existencia y luego a todas aquellas personas que de algún modo contribuyeron para su obtención. De manera especial, nuestros sinceros agradecimientos al Ing. Cristian Coello, director de la tesis, por proporcionarnos la información relevante y los conocimientos necesarios para el pleno desarrollo del presente trabajo. A nuestras familias, por el apoyo ofrecido en todo aspecto a lo largo de nuestra etapa estudiantil. A nuestros compañeros y amigos más sinceros, por la asistencia convida al compartir aulas y durante la ejecución de este proyecto. A la Universidad de Cuenca, por la instrucción recibida.

Daniel, Christian



CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1 Selección del tema

Una vía de comunicación, como la del proyecto, demanda una correcta planeación económica, una selección de ruta conveniente y un adecuado material de construcción a emplear. Lo anterior debe ir acompañado de un diseño racional de las estructuras del sistema de drenaje, lo cual permita en todo momento y de manera eficiente desalojar el escurrimiento, consecuencia de las precipitaciones. La vida útil de una vía generalmente está ligada al período de tiempo en el que el exceso de agua permanece en su estructura (Rojas, 2007). Como un objetivo del drenaje es preservar la vía y prevenir al medio ambiente de un impacto negativo, se aborda el presente estudio con el fin de analizar, calcular y dimensionar las principales estructuras que componen un sistema de drenaje, tales como: cunetas, cunetas de coronación, alcantarillas, subdrenes y puentes, para la vía Molleturo - Tres Marías - La Iberia de 28.2 Km de longitud, localizada en la Provincia del Azuay.

Para tal efecto, se desarrolla un análisis hidrológico e hidráulico a partir de las intensidades máximas de precipitación proporcionadas mediante el estudio de lluvias intensas, realizado por el Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología [INAMHI] y de precipitaciones máximas a partir de los registros históricos disponibles de las estaciones pluviométricas cercanas al proyecto, para derivar en la determinación de áreas de aporte, períodos de retorno, junto a la estimación del correspondiente coeficiente de escorrentía, el cual está ligado al uso predominante del suelo y a la pendiente del terreno; lo que dará como resultado el caudal de diseño para la estructura de drenaje proyectada.

1.2 Objetivo General

Realizar el estudio y dar solución al sistema de drenaje correspondiente a la vía de 28.2 Km, ubicada en la parroquia Molleturo, área comprendida entre las comunidades Tres Marías y La Iberia, en el cantón Cuenca, Provincia del Azuay.

1.3 Objetivos Específicos

- ✓ Diseñar el sistema de drenaje menor.



- ✓ Diseñar el sistema de drenaje mayor.
- ✓ Calcular las cantidades de obra de todo el sistema de drenaje a implantar en el trazado vial.
- ✓ Proporcionar recomendaciones para el emplazamiento y construcción del sistema de drenaje proyectado.

1.4 Justificación del trabajo

Las obras de drenaje son elementos estructurales que eliminan la inaccesibilidad a una vía o carretera causada principalmente por el agua o la humedad. El mal funcionamiento del sistema de drenaje genera entre otras, socavaciones¹, azolves² e infiltraciones en los suelos, lo que acarrea en altos costos de mantenimiento a futuro. Por ello, al sistema de drenaje se le suele considerar como una obra de mitigación encargada de reducir el impacto ambiental (Peralta, 2010).

Asimismo, realizar un estudio como el proyectado ayuda a incrementar los niveles de turismo, producción, comercio, agricultura y ganadería de poblaciones y zonas productivas en el área de influencia directa e indirecta de la vía, permitiendo alcanzar un servicio eficiente, reducir costos de operación de los vehículos, ahorrar tiempo de viaje de los pasajeros y dar seguridad a los usuarios, así como propender al desarrollo económico y socio cultural de las zonas de influencia (Ecuador Estratégico, 2012).

Por medio de una visita de campo se pudo comprobar que actualmente en la zona de evaluación existe una deficiencia en el sistema de drenaje, ya que la estructura vial no ha sido mejorada, adicionando a que en las cercanías al proyecto no existen estaciones con información de precipitaciones históricas porque la región no ha sido monitoreada. Por tal motivo se plantea analizar, solucionar y esbozar variantes para que las estructuras del sistema de drenaje funcionen de manera óptima y brinden las seguridades esperadas. Además, se busca con ayuda de programas computacionales como ArcGis, Autocad Civil 3d, HEC-HMS y HEC-RAS poder establecer y verificar las condiciones de adecuado funcionamiento para el sistema de drenaje planteado.

1 Excavaciones en los suelos producto de una erosión hídrica.

2 Depósitos de lodo o basura que obstruyen un conducto de agua.

1.5 Antecedentes y solución al problema

La gestión del Gobierno Provincial del Azuay basada en las leyes de la Constitución vigente de 2008, ha establecido su accionar en el Plan de Desarrollo y Ordenamiento Territorial [PDOT] 2011-2030, con la intención de recolectar las necesidades y aspiraciones de las familias azuayas. Los criterios orientados a impulsar los diferentes procesos de desarrollo provincial, consideran:

- ✓ Construcción y retroalimentación permanente.
- ✓ Exigibilidad de derechos y equidad de género, generación e interculturalidad.

Para 2014 se priorizó la ejecución de 54 proyectos en base a lo planificado y a la disposición de recursos. Se consideró un programa de Gestión Vial Productiva que incluya proyectos de mejoramiento y mantenimiento vial, además de la construcción de puentes (Gobierno Provincial del Azuay, 2014).

Es así como el modelo de desarrollo propuesto en el PDOT del GAD Parroquial de Molleturo busca entre otras finalidades, promover un sistema óptimo de conectividad vial ordenada y equilibrada, que permita fortalecer las actividades económicas y sociales, involucrando compromisos entre la colectividad y las instituciones competentes. La vía Molleturo - Tres Marías - La Iberia forma parte de la red de sistemas viales a construir, con lo que se busca mejorar la calidad en la conectividad y la accesibilidad, desde las parroquias rurales hacia el área urbana de la ciudad de Cuenca y viceversa, lo que reduciría los tiempos de traslado, optimizando la movilidad, el intercambio y la comercialización de bienes y productos. Además, la vía brindará acceso a algunas comunidades entre las que se incluyen Tres Marías y La Iberia y una interconexión entre las parroquias de Molleturo y El Carmen de Pijili.

Los tramos que comprende la vía son: Cochapamba - Entrada a Bella Unión, con una longitud de 0.4 Km y suelo natural compactado; 13 Km siguientes donde existen una variabilidad de pendientes y la calzada es lastrada; 5.3 Km entre Bella Unión y Tres Marías, cuya calzada es deteriorada y se observan surcos superficiales y profundos, junto a sectores inestables y derrumbes; y 9.5 Km entre Tres Marías - El Aguacate - La Iberia, la cual cuenta con senderos de herradura que deben ser aperturados, además de taludes rocosos y pendientes fuertes (Ecuador Estratégico, 2012).

En base a lo anterior y considerando que un buen sistema de drenaje abarca múltiples acciones que garanticen la integridad y el desempeño de una vía durante el período para el cual fue diseñado, se desarrolla el presente estudio con el



propósito de evitar que el agua de diferente origen cause inconvenientes a las personas, a los vehículos y a las propiedades ubicadas en el sector y para desviar la errada idea que las personas conciben al drenaje, como un simple colectivo de cálculos que convergen en la construcción de cunetas y/o alcantarillas. El drenaje vial va más allá, razón por la que se busca dar a conocer al lector el procedimiento de cálculo y diseño de manera concisa, para que tenga una visión de lo que radica la evaluación de un sistema de drenaje en una vía de comunicación.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1 Importancia del drenaje

La evaluación del drenaje en una vía o carretera es un aspecto sustancial cuando se refiere al hecho de desalojar el agua que de diferente origen, escurre por la misma y sus alrededores. De esta manera se asegura la vida útil de las diferentes estructuras que integran una carretera, brindando seguridad a las personas y a las inversiones que se realizan para lograr tal desalojo. La importancia de un buen sistema de drenaje está ligada con la durabilidad de tales estructuras y por eso se debe pensar que el diseño sea óptimo de acuerdo a un apropiado criterio de calidad, lo cual es una exigencia permanente en la actualidad (Monroy, 2010).

Las primeras prácticas de evacuación del agua contenida en una estructura vial en América Latina fueron publicadas entre 1930 y 1940, casi todas coinciden en que una falla en el drenaje causaría daños en los diferentes tipos de pavimentos. Por ello el diseño debe ser adecuado, ya que si las estructuras viales se saturan, los mecanismos de transmisión de esfuerzos de las mismas se ven afectados y el exceso de agua oxida la carpeta asfáltica, deformándola como consecuencia de sobrecargas. Además, el correcto diseño del sistema de drenaje permite preservar las carreteras, controlando la erosión³, estabilizando los taludes y protegiendo a la estructura del pavimento (Monroy, 2010).

Las finalidades de las estructuras de drenaje relacionadas al funcionamiento y operación de la carretera, son (MTOP, 2003):

- ✓ Desalojar rápidamente el agua lluvia que cae sobre la calzada.
- ✓ Controlar el Nivel Freático⁴ [NF].
- ✓ Interceptar el agua que superficial o subterráneamente escurre hacia la carretera.
- ✓ Conducir de forma controlada el agua que cruza la vía.

Las estructuras de las carreteras que controlan el drenaje comprenden entre otras: cunetas, cunetas de coronación, alcantarillas, subdrenes y puentes. Se dividen en obras de drenaje de arte menor (longitudinal y transversal) y obras de drenaje de arte mayor. A continuación se tiene una descripción de cada una de ellas.

3 Desgaste en la superficie terrestre, causado por la acción del viento, la lluvia y los seres vivos.

4 Nivel superior de una capa freática o acuífero en general.

2.2 Obras de drenaje de arte menor

2.2.1 Longitudinal

Corresponde a las obras de captación y defensa, cuya ubicación se establece en base al cálculo del área hidráulica requerida, sección, longitud, pendiente y nivelación del fondo (MTOP, 2003).

2.2.1.1 Cunetas

Son canales o zanjas, revestidas o no, que se construyen a un solo lado o a ambos lados de la vía para captar y conducir el agua lluvia proveniente de los taludes o áreas adyacentes que escurre por una carretera. La finalidad es trasladar el flujo a un sistema de drenaje natural o a una alcantarilla y así lograr que se aleje del sitio donde se encuentra la vía (Rodríguez & Calle, 2013).

Generalmente las cunetas se ubican entre el espaldón de la carretera y el pie del talud de corte, con una pendiente mínima de 0.5% y una máxima que está limitada por la velocidad del agua, que a su vez condiciona la necesidad o no de revestimiento. Es práctica común limitar la velocidad del agua a 4 m/s cuando el material de construcción es hormigón (MTOP, 2003).

La sección es de forma variada, siendo la triangular la más utilizada por su facilidad de construcción y mantenimiento, mientras que la rectangular la menos requerida por cuestiones de seguridad (MTOP, 2003).

Ya que el tipo de cuneta a emplear debe garantizar seguridad, a más de una apropiada sección hidráulica, durabilidad y simplicidad, se escoge para el diseño la sección triangular de concreto, como se ilustra en la Figura 2.2-1.

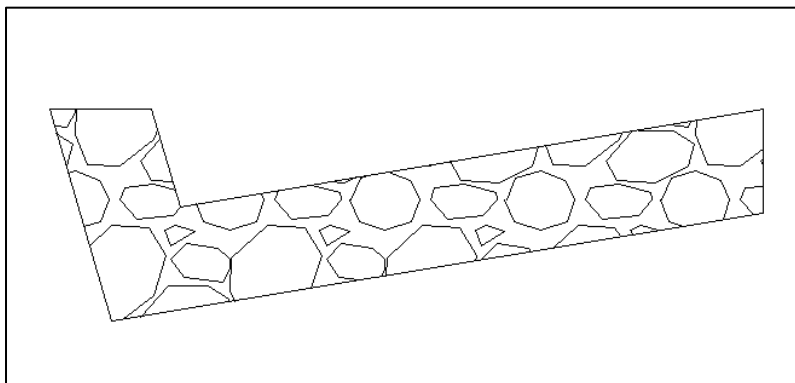


Figura 2.2-1 Sección de diseño de cunetas.

2.2.1.2 Cunetas de coronación (contracunetas)

Son canales excavados en terreno, generalmente paralelos al eje de la carretera, se ubican cerca de la corona de un talud de corte y cuya finalidad es interceptar el agua superficial que escurre ladera abajo desde mayores alturas, evitando la erosión del talud y un posible incremento del caudal y su material de arrastre en la cuneta (MTOP, 2003).

Su localización en terreno debe ser tal que entre la contracuneta y el propio corte se evite la presencia de áreas susceptibles a generar pequeños escurrimientos no controlados de importancia, guardando cierta distancia con la corona del corte para facilitar su trazado, generalmente unos 5 metros (MTOP, 2003). La Figura 2.2-2 ilustra la ubicación de una contracuneta de sección trapecial, en un terreno natural.

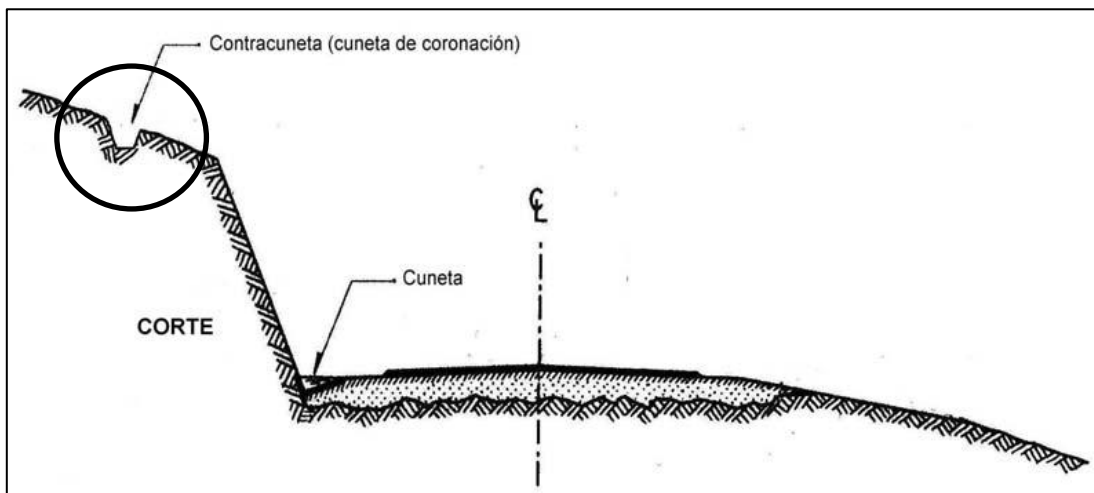


Figura 2.2-2 Localización de una contracuneta trapecial en un terreno natural.

Fuente: (MTOP, 2003)

La velocidad de recorrido del flujo por las cunetas no debe exceder determinados límites para facilitar el control de la erosión. El Cuadro 2.2-1 muestra valores de velocidad del flujo capaces de generar erosión, en función del material de la cuneta o contracuneta.

Cuadro 2.2-1 Valores de velocidad del agua a las cuales erosionan diferentes materiales.

Material	Velocidad (m/s)	Material	Velocidad (m/s)
Arena Fina	0.45	Pizarra suave	2.00
Arcilla Arenosa	0.50	Tepetate	2.00
Arcilla Ordinaria	0.85	Grava Gruesa	3.50
Arcilla Firme	1.25	Zampeado	3.40-4.50
Grava Fina	2.00	Concreto	4.50-7.50

Fuente: (Olivera, 1996)

Si el extremo de salida de la contracuneta presenta un desnivel importante con respecto al drenaje natural, se recomienda diseñar una rampa de descarga protegida con revestimiento.

Las contracunetas generalmente se proyectan en aquellos cortes no protegidos, como laderas o lomas, y en los cortes formados por material erosionable, como es el caso de suelos limosos o arcillosos.

La sección está definida por su capacidad hidráulica, que a su vez depende de la frecuencia e intensidad de la precipitación en el sitio, del área y de las características hidráulicas de la zona drenada. La sección que más se utiliza es la de forma trapecial con una dimensión mínima de 0.3x0.3 m y taludes conformados de acuerdo a las características del terreno.

La capacidad de las cunetas de coronación varía en función de la pendiente longitudinal de la vía. Además, la pendiente está limitada por la velocidad de erosión del suelo en el que se encuentra excavada (MTOP, 2003).

2.2.1.3 Subdrenes

Son ideales para la estabilización de los deslizamientos. Su objetivo es controlar la posición del NF respecto del nivel de la estructura vial, disminuyendo las presiones de poros o impidiendo su aumento.

Generalmente, cuando se realiza un corte o una excavación profunda para colocar una vía se produce un flujo hacia la excavación que satura el talud, como lo muestra la Figura 2.2-3. Por ello, las principales funciones de un subdren longitudinal son (Olivera, 1996):

- ✓ Abatimiento de un NF.
- ✓ Eliminación de aguas de filtración.

- ✓ Derivación de las fuentes de agua situadas debajo de la subrasante⁵.

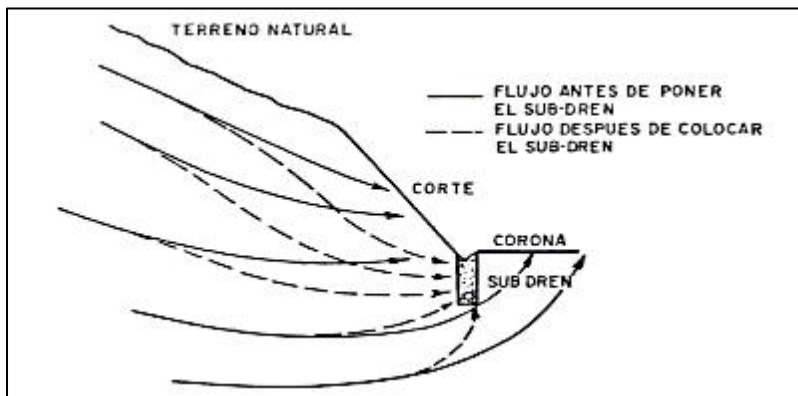


Figura 2.2-3 Ilustración del flujo, antes y después de colocar un subdren.

Fuente: (Olivera, 1996)

Como se visualiza, tal flujo puede ser interceptado por un subdren longitudinal de zanja, ayudando a disminuir de manera eventual la saturación en el talud, protegiendo a la estructura vial.

Si existe un terreno plano cuyo NF se hallara próximo a la superficie, la misión del subdren más que interceptar el flujo, es abatir el NF para que el pavimento quede ubicado por encima de éste. Se presentan tres condiciones de abatimiento en la Figura 2.2-4.

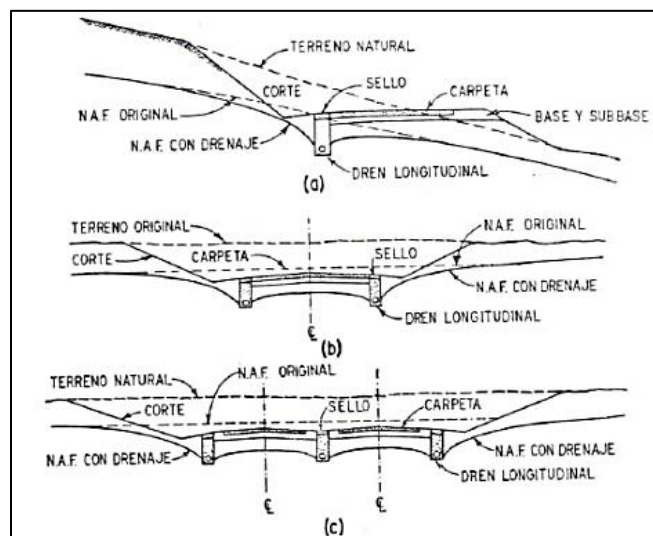


Figura 2.2-4 Uso de un dren longitudinal de zanja para abatir el NF.

Fuente: (Olivera, 1996)

⁵ Capa fundamental en la estructura de una obra vial, encargada de soportar los esfuerzos necesarios para el tráfico.

Los subdrenes de zanja son un sistema de tratamiento muy bueno para un deslizamiento poco profundo y con NF superficial. Generalmente son considerados como obras complementarias dentro del proceso de estabilización de los deslizamientos. El detalle de un subdren de zanja se ilustra en la Figura 2.2-5.

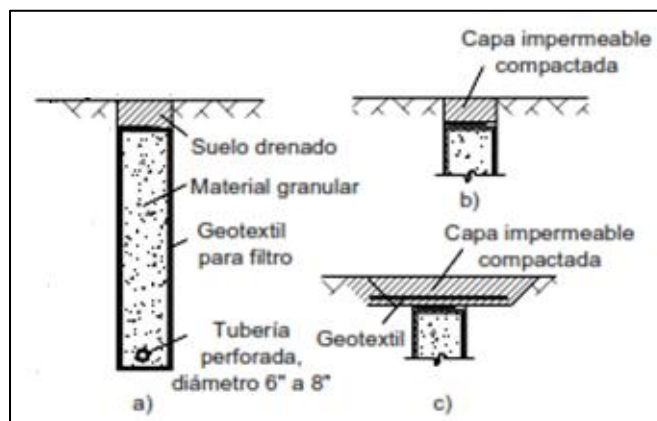


Figura 2.2-5 Detalle típico de un subdren de zanja.

Fuente: (Suárez, 2006)

Entre los materiales que se usan para la construcción de un subdren de zanja se destacan:

- ✓ Geotextiles no tejidos y geotextiles tejidos.
- ✓ Geodrenes 100% sintéticos.
- ✓ Materiales granulares.
- ✓ Tubería perforada.

El tipo de material a emplear para un subdren específico depende de la disponibilidad de recursos en la región, el comportamiento, el caudal del dren, la vulnerabilidad del sistema de subdrenaje y los costos (Suárez, 2006).

Geotextiles.- Son telas permeables, filtrantes, construidas con fibras sintéticas, especialmente polipropileno, poliéster, nylon y polietileno. Se clasifican en tejidos y no tejidos. Los más usados para filtro son los no tejidos.

Su durabilidad depende de la resistencia de las fibras poliméricas y las resinas a los ataques ambientales. Entre los principales problemas de las telas filtrantes se tienen: su baja resistencia a la exposición a los rayos solares, a las altas temperaturas y a los ataques químicos. Los geotextiles como material de filtro obedecen a dos criterios: retención del suelo y permeabilidad (Suárez, 2006).

Geomalla.- Es una red sintética construida de forma que se generan unos canales que facilitan el flujo del agua. Se envuelve en un geotextil, el cual actúa como filtro que impide el paso de las partículas del suelo hacia la geomalla, y a su vez, el flujo del agua. En el extremo inferior de la geomalla se coloca un tubo colector perforado que se encarga de recoger y conducir el agua colectada (Suárez, 2006).

En la Figura 2.2-6 se observa un geodren con tubería colectora.

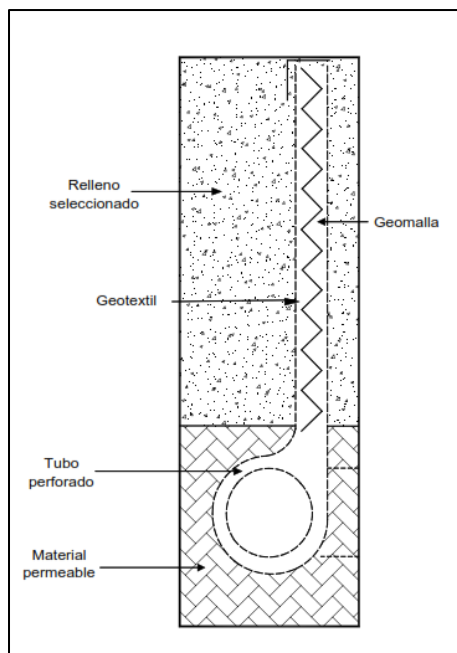


Figura 2.2-6 Diagrama de un geodren con tubería colectora.
Fuente: (Suárez, 2006)

2.2.2 Transversal

Su función es convertirse en un medio a través del cual el agua superficial que escurre por cauces naturales o artificiales, pueda atravesar por debajo de la plataforma de la vía, sin causar daños a la misma, generar riesgos al tráfico o a las estructuras adyacentes (Alvarez & Calle, 2013).

2.2.2.1 Alcantarillas

Son conductos cerrados de forma variada, que se instalan o construyen transversales y por debajo del nivel de la subrasante de una carretera, para conducir hacia cauces naturales el agua lluvia que proviene de pequeñas cuencas

hidrográficas, arroyos, canales de riego, cunetas o del escurrimiento superficial de la carretera. Sus dimensiones deben ser correctamente establecidas y en ocasiones se requiere brindar una protección contra la socavación, como lo muestra la Figura 2.2-7.

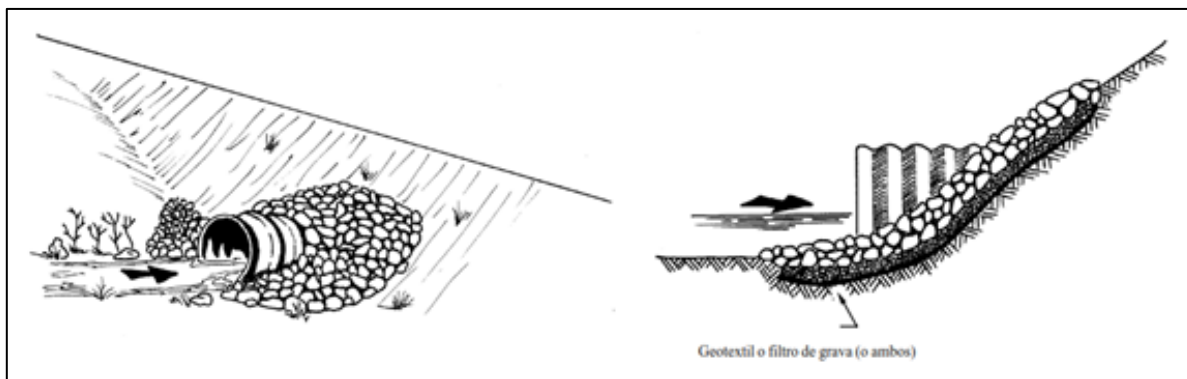


Figura 2.2-7 Protección contra la socavación en una alcantarilla circular.

Fuente: (Keller & Sherar, 2004)

En base a las condiciones topográficas del corredor de la carretera, se considera que una alcantarilla sirve para drenar zonas inundables, cuencas pequeñas definidas o para colectar el agua proveniente de las cunetas.

Constan principalmente del ducto, los cabezales, muros de alas a la entrada y salida, y otros dispositivos para mejorar las condiciones del escurrimiento y evitar la erosión de la estructura.

En base a la forma de la sección transversal del ducto, la alcantarilla puede ser circular, rectangular (cajón), elíptica o de bóveda. Las alcantarillas de sección cuadrada o rectangular se fabrican de concreto armado, las de forma circular se hacen con tubos de concreto o de acero corrugado (ármico). Las secciones elípticas se fabrican por lo general con planchas de hierro corrugado. Aquellas construidas en el sitio tienen forma cuadrada o rectangular, mientras que las prefabricadas son circulares o elípticas (Cooperación Guatemala-Alemania, 2001). En ocasiones el material del ducto está limitado también por condiciones de temperatura y humedad en el sitio de instalación.

La información relevante respecto a la zona de influencia del sitio de cruce, considera (MTOP, 2003):

- ✓ Topografía: Para obtener los datos de localización de la alcantarilla, proporcionando a la corriente una entrada y salida directas.
- ✓ Cuenca de drenaje: Para considerar el área que va a contribuir al escurrimiento, en base a las condiciones físicas del sitio y un estudio

hidrológico.

- ✓ Características del cauce: Para su representación precisa se deberá disponer de secciones transversales en el sitio probable de cruce, de un perfil longitudinal y de un alineamiento horizontal. El tipo de suelo y la cobertura vegetal son factores a considerar ya que podrían influir en el dimensionamiento y durabilidad del material de la alcantarilla.

El diámetro mínimo de una alcantarilla es de 1200 mm por cuestiones de control y mantenimiento (NEVI-12-3-MTOP, 2012). La pendiente de la alcantarilla debe ser tal que no produzca sedimentación, erosión, velocidades excesivas y que por el contrario permita la menor longitud posible de la estructura, sin olvidar que la misma debe ser suficiente para que los extremos (entrada y salida) no queden obstruidos con sedimentos ni sean cubiertos por el talud del terraplén (MTOP, 2003).

Entre los elementos que constituyen las estructuras de entrada y salida de una alcantarilla, se destacan:

- ✓ Para estructuras de entrada y/o salida.- Se refiere específicamente a la construcción de cabezales que aumenten la eficiencia y ayuden a retener el talud del terraplén, complementados con muros de alas para encauzar el agua hacia la alcantarilla, como lo muestra la Figura 2.2-8.

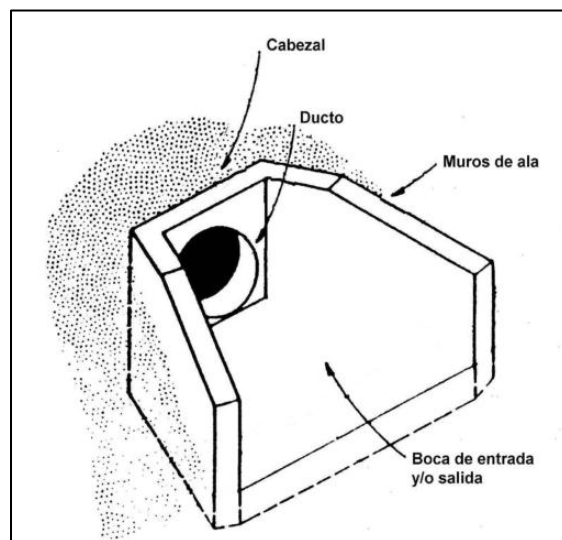


Figura 2.2-8 Principales elementos que constituyen una alcantarilla.

Fuente: (MTOP, 2003)

Cabezales.- Son muros que retienen el material del terraplén protegiéndolo de la erosión y dando estabilidad al extremo de la tubería, al actuar como un contrapeso ante la presencia de fuerzas de subpresión. Además guían la corriente y le proporcionan un mayor ancho a la vía, ofreciendo seguridad al conductor.

Para que su funcionamiento sea adecuado y se garantice una mayor vida útil, se recomienda considerar los siguientes aspectos (Cooperación Guatemala-Alemania, 2001):

1. Las dimensiones de los cabezales deben impedir el deslizamiento de los taludes inmediatos hacia el canal de la corriente.
2. La excavación requerida debe quedar prevista durante la colocación de las alcantarillas.
3. Pueden ser contruidos de concreto reforzado, de mampostería⁶ o de concreto ciclópeo⁷.
4. Su construcción se realizará inmediatamente después de colocada la alcantarilla, para evitar un desacomodo de los tubos.
5. No es recomendable contruirlos en secciones de relleno y de ser necesario, se deberá revestir y escalonar al canal de salida.
6. Se pueden contruir dentellones⁸ para evitar la socavación del cabezal.

Muros de alas.- Mejoran el desempeño hidráulico de la alcantarilla, ayudando a guiar el flujo hacia ella. Deben tener una longitud y una orientación que asegure la entrada del flujo al conducto.

Ducto.- Su fin es garantizar la conducción del flujo de un lado a otro de la vía, evitando infiltraciones que vayan a afectar a la estructura del pavimento. Hormigón armado, acero corrugado, plástico y arcilla vítrea son los materiales más recomendados para su construcción. La selección del material depende del alto nivel corrosivo que puede presentarse en la zona de instalación, dando preferencia a las alcantarillas de hormigón (Rodríguez & Calle, 2013).

- ✓ **Para estructuras de entrada.**- Otra estructura que se usa generalmente a la entrada de una alcantarilla es un cajón, como el de la Figura 2.2-9, sobre todo cuando se está ante la presencia de un talud con pendiente pronunciada al ingreso, que de llegar a producir un deslizamiento de

6 Sistema de construcción que consiste en levantar muros a base de bloques que pueden ser de arcilla cocinada, piedra o concreto.

7 Es el concreto simple en cuya masa se incorporan grandes piedras o bloques; y que no contiene armadura.

8 Elemento de concreto a manera de diente, colocado debajo de un cabezal de alcantarilla, para impedir la socavación, producto del reflujo hidráulico causado por el agua.

material ocasionaría obstrucciones considerables en la boca de entrada del cabezal y alteración en la libre circulación del flujo; y cuando el espacio es reducido para permitir la instalación de un cabezal con muro de alas. Por ello, el material del cajón es de concreto y sus dimensiones son establecidas en base a lo anteriormente expuesto.

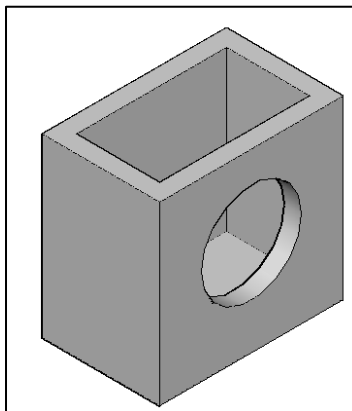


Figura 2.2-9 Estructura tipo cajón para la entrada a una alcantarilla.

La Figura 2.2-10 ilustra una de las combinaciones de las estructuras cajón-cabezal con muro de alas, que protegen la entrada y salida de una alcantarilla y que serán empleadas en el proyecto.

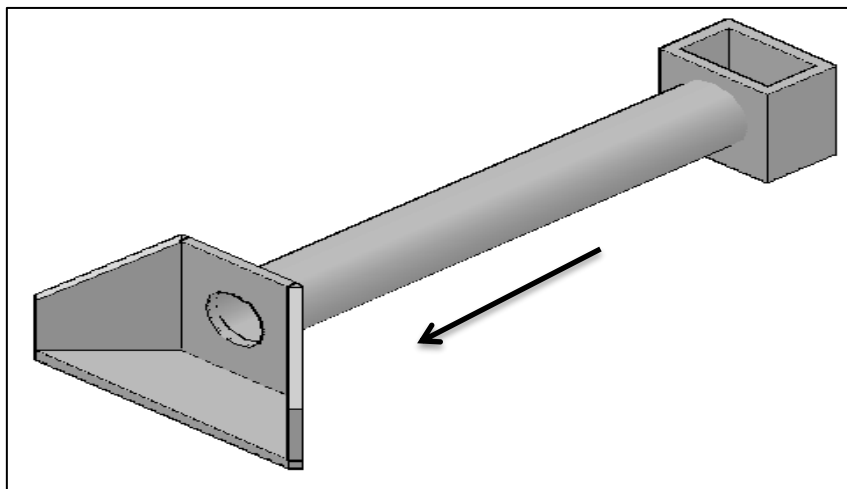


Figura 2.2-10 Alcantarilla con estructura de cajón a la entrada y cabezal con muro de alas a la salida.

2.3 Obras de drenaje de arte mayor

2.3.1 Puentes: Son estructuras destinadas a salvar los obstáculos naturales como quebradas, ríos, valles, lagos y obstáculos artificiales como carreteras. Sus secciones principales son la infraestructura, formada por los estribos⁹ o pilares extremos y la superestructura, que es la parte consignada a soportar las cargas (Alvarez & Calle, 2013). Para efecto del diseño hidráulico se considerará como puente a una estructura u obra de drenaje generalmente de luz mayor a 6 metros, construida en una vía terrestre de comunicación y encargada de cruzar o dirigir a un curso de agua, ya sea río, estero, arroyo o pantano (MTOP, 2003).

En función de las condiciones hidráulicas obtenidas para el curso de agua a tratar, se destacan las siguientes características (MTOP, 2003):

- ✓ Localización del sitio de implantación.
- ✓ Longitud total de la obra.
- ✓ Longitud de las luces.
- ✓ Altura de la rasante¹⁰.
- ✓ Ubicación, tipo y profundidad de cimentación.
- ✓ Obras posteriores para protección o auxiliares.
- ✓ Obras en el cauce.

Los niveles de agua que deben ser determinados o verificados por métodos hidrológicos de carácter probabilístico con suficiente información para que los resultados sean confiables, son:

- ✓ NAME: Nivel de aguas máximas extraordinarias, que corresponde con el período de retorno de diseño.
- ✓ NAMO: Nivel de aguas máximas ordinarias, que corresponde con el período de retorno de mayor frecuencia.
- ✓ NAMIN: Nivel de aguas mínimas, que corresponde con el período de estiaje.

Siempre que sea posible, se debe construir el puente en un punto donde se estreche la sección transversal del cauce y ubicarse en una zona subyacente por roca sana o suelo grueso, ya que muchas fallas de puentes tienen lugar debido a materiales finos de cimentación, susceptibles a la socavación. Se deben diseñar de tal forma que dispongan de una capacidad estructural adecuada para soportar el vehículo más pesado previsto. Las estructuras de concreto son las más

⁹ Parte del puente destinada a soportar el peso del tablero.

¹⁰ Nivel de una carretera, considerado en su inclinación respecto del plano horizontal.

preferidas, como el que se muestra en la Figura 2.3-1, ya que son relativamente simples y baratas, requieren de un mantenimiento mínimo y poseen una larga vida útil en la mayoría de los ambientes (Keller & Sherar, 2004).



Figura 2.3-1 Puente de concreto de larga vida útil con enrocamiento en los márgenes como medida de protección.

Fuente: (Keller & Sherar, 2004)

Los apoyos del puente (estribos y pilas¹¹) deben orientarse en la dirección de la corriente para garantizar la menor obstrucción posible al paso del agua. La longitud óptima del puente será aquella que cubra toda la amplitud de la lámina de agua correspondiente al NAME.

Así, los estudios preliminares a considerar para la construcción de un puente son (MTOP, 2003):

- ✓ Un levantamiento de la planta general de la zona.
- ✓ Un levantamiento de la planta detallada, perfil y sección del cruce.
- ✓ Nivel, velocidad máxima y caudal del agua durante las crecientes máximas.
- ✓ Nivel y caudal del agua en estiaje¹².
- ✓ Perfil probable de socavación general durante las crecientes máximas.
- ✓ Estudios geotécnicos, viales y estructurales.

Un aspecto que también es importante considerar es el gálibo mínimo, entendido como el espacio medido en sentido vertical entre el NAME y la cara inferior de la superestructura del puente.

¹¹ Apoyos intermedios de los puentes de dos o más tramos.

¹² Nivel de caudal mínimo que alcanza un río o laguna en algunas épocas del año, debido principalmente a la sequía.

Fenómeno de la Socavación.- Se presenta como resultado de la acción erosiva del flujo de agua que arranca y arrastra material de lecho¹³, convirtiéndose en una de las causas más comunes de falla en los puentes, como el ejemplo de la Figura 2.3-2.

El análisis de socavación se realiza en la sección transversal del emplazamiento del puente y corresponde a la que ocurre en condiciones normales, al presentarse una creciente y aumentar la capacidad de la corriente para arrastrar material del fondo. A lo largo de todo el cauce se produce una determinada profundidad de socavación. Durante los periodos de recesión de la creciente del cauce o río, el material vuelve a depositarse (Coello, 2014).

La socavación puede ser de distintos tipos: a largo plazo, por migración lateral de la corriente, por contracción, y local en pilas y estribos, razón por la que habrá que considerar a las posibles causas de su origen: por cortes naturales o artificiales de meandros¹⁴, canalizaciones, extracción de materiales o desviación del agua desde o hacia el cauce. La metodología de cálculo que más se usa para determinar la socavación y se aplica generalmente en proyectos viales, como el presente estudio, es la de Lischtván-Levediev (MTOP, 2003).



Figura 2.3-2 Efecto de la socavación sobre la base del puente El Tanque, en la vía Bucaramanga-Matanza, Colombia.

Fuente: (Centro de Información para el Reporte de Emergencias)¹⁵

¹³ Capa de los terrenos sedimentarios.

¹⁴ Cada una de las curvas que describe el curso de un río.

¹⁵ Disponible en <http://garza.uis.edu.co:8080/emergencia/reports/view/190>

2.4 Obras complementarias

A más de las obras de drenaje expuestas, en una carretera es necesario también disponer de otras obras menos conocidas pero que contribuyan a encauzar y eliminar las aguas superficiales que de uno u otro modo pueden generar daños.

Son obras que se deben realizar solamente en el lugar en que se requieran. Las significativas, se detallan a continuación (MTOP, 2003).

2.4.1 Bombeo: Es la pendiente transversal adoptada para la corona de la carretera de tal manera que permita que el agua que cae directamente sobre ésta, escurra hacia sus espaldones. Un bombeo del 2% en la capa de rodadura y del 4% en los espaldones, es común en carreteras de dos carriles de circulación (vía en estudio), como lo muestra la Figura 2.4-1.

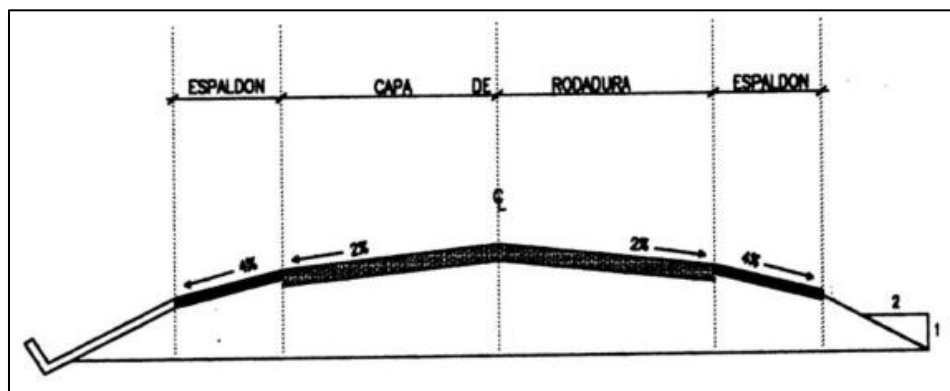


Figura 2.4-1 Bombeo de una sección típica de una carretera de dos carriles.

Fuente: (MTOP, 2003)

2.4.2 Cortes en terrazas: Sirven para el control, conducción y eliminación de las aguas turbulentas y ayudan a disminuir la fuerza erosiva del agua que escurre por los taludes de un terraplén.

Los cortes con fines de drenaje suelen tener una relación en el orden de 1:1 a 1:1.5 (peralte:huella) con dimensiones pequeñas, como unos escalones, Figura 2.4-2. Tales escalones deben ser protegidos si los problemas de infiltración llegasen a ser graves, como el caso de rocas con diaclasas¹⁶ (MTOP, 2003).

¹⁶ Fractura en las rocas que va acompañada de una mínima separación transversal, más no de un deslizamiento.



Figura 2.4-2 Talud de terraplén con inclinación peralte:huella de 1:1.5 y vegetación para estabilizar la superficie.

Fuente: (Keller & Sherar, 2004)

2.4.3 Disipadores de energía: Si la pendiente transversal de una alcantarilla es un tanto empinada o si el conducto se localiza por encima de un relleno considerable, el flujo de agua puede ser capaz de producir erosión a su salida. La solución para este caso es disponer de drenajes transversales en base a la naturaleza del suelo o mediante elementos modulares de formas variadas destinadas a garantizar una solución geotécnica e hidráulica. Se destacan (Leister de Almeida, 2010):

Gaviones.- Son estructuras en forma de paralelepípedo, llenadas con material pétreo¹⁷, con un diámetro medio inferior a la menor dimensión de la malla hexagonal. La red en malla hexagonal se construye con alambre de acero con bajo contenido de carbono, revestido de zinc y aluminio, para evitar la corrosión. Sus dimensiones son generalmente estandarizadas. La Figura 2.4-3 muestra los principales elementos que componen un gavión.

¹⁷ Material proveniente de una roca, en forma de bloques o fragmentos de distintos tamaños.

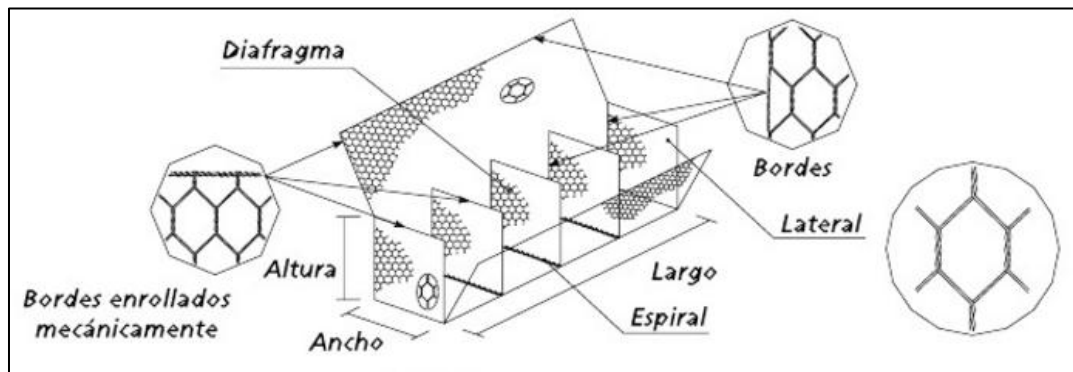


Figura 2.4-3 Principales elementos que constituyen un gavión.

Fuente: (Leister de Almeida, 2010)

Colchón Reno.- Son estructuras metálicas, en forma de paralelepípedo de gran área y pequeño espesor, constituidos por dos elementos separados, la base y la tapa, ambos elaborados con malla hexagonal. En obra, generalmente el colchón es desdoblado y montado para que adopte su forma. La red (malla) y sus dimensiones llevan las mismas consideraciones que para el caso de los gaviones. La Figura 2.4-4 muestra los principales elementos que componen un colchón reno.

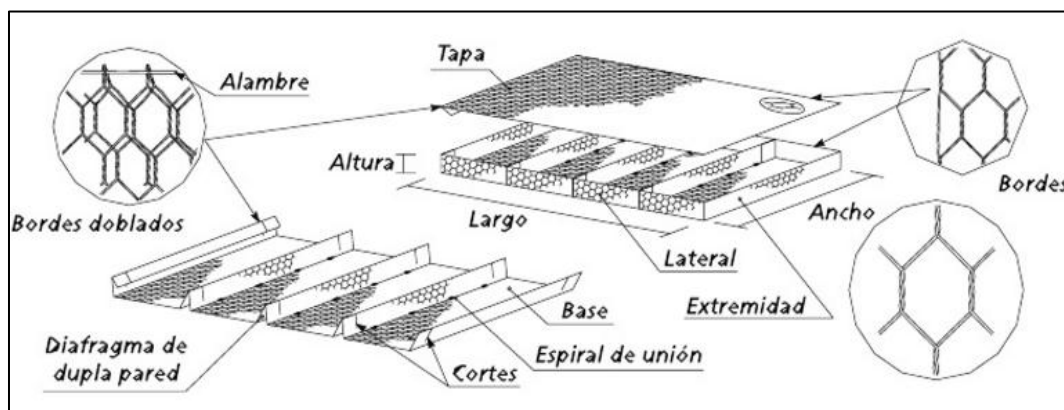


Figura 2.4-4 Principales elementos que constituyen un colchón reno.

Fuente: (Leister de Almeida, 2010)

CAPÍTULO 3. MATERIALES

3.1 Ubicación geográfica

La vía en estudio posee una longitud de 28.2 Km y se ubica en la parroquia Molleturo, al suroeste de la ciudad de Cuenca, en la Provincia del Azuay. A través del sistema de referencia DATUM WGS-84, Zona 17S, se determinó que el inicio del proyecto se encuentra en la Comunidad Cochapamba, de coordenadas 675705E 9691300N en la cota 3561 m.s.n.m., y concluye en la Comunidad La Iberia, de coordenadas 664433E 9680742N en la cota 671 m.s.n.m. El trazado vial del proyecto se muestra en la Figura 3.1-1.

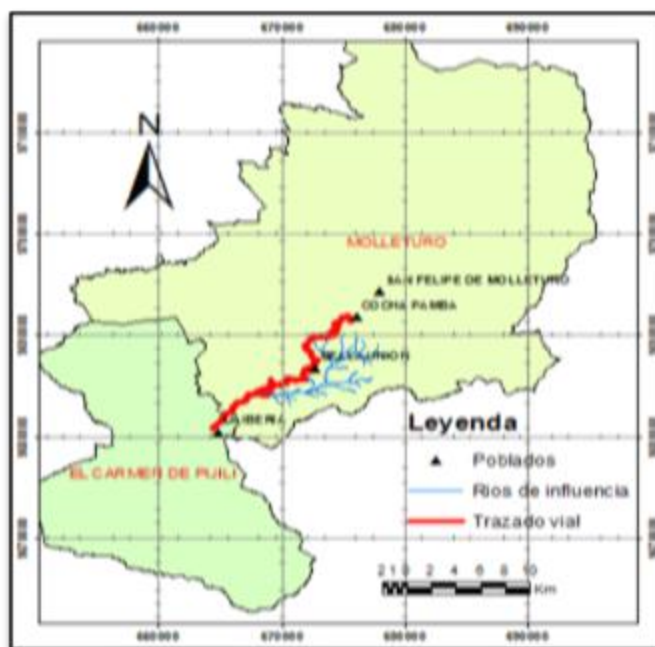


Figura 3.1-1 Trazado vial Molleturo - Tres Marías - La Iberia.
DATUM WGS-84

La vía brinda acceso a las comunidades Cochapamba, Bella Unión, Tres Marías, El Aguacate y La Iberia, además sirve de interconexión entre las parroquias Molleturo y El Carmen de Pijili, en el cantón Camilo Ponce Enríquez. Se estima que la vía beneficia a 951 personas que se encuentran asentadas en las comunidades mencionadas, e incluso a 1481 personas emplazadas en comunidades más próximas como: Río Blanco, San Pedro de Yumate, San Bartolo, San Miguel de Taquiculebra, Abdón Calderón y San Gabriel (Ecuador Estratégico, 2012).

3.2 Recursos digitales disponibles

3.2.1 Topografía

Fue proporcionada por el director del presente proyecto y contiene la información requerida del área en estudio, como: planta y perfil de la vía, localización de sitios inestables, ubicación de alcantarillas existentes, por mencionar algunos.

El ancho promedio de la franja topográfica es de 70 m, a una escala 1:1000, esto es, se tiene una curva de nivel por cada metro de distancia, lo que posibilita el reconocimiento de los sitios adecuados para la implantación de las distintas estructuras que constituyen el sistema de drenaje.

3.2.2 Cartografía

La zona del país destinada al emplazamiento del proyecto no dispone de una topografía a detalle, por lo que el estudio se complementa con la utilización de la correspondiente cartografía, obtenida a través del geoportal¹⁸ del Instituto Geográfico Militar [IGM].

Debido a la longitud del proyecto y al área de influencia de las cuencas hidrográficas, fue necesario la recolección de información referente a los sectores de Chaucha, El Carmen de Pijili y San Felipe de Molleturo, cuya escala es 1:50000 y presenta datos relevantes a usos de suelo, principales afluentes y parámetros geomorfológicos, útiles en la determinación de los caudales de diseño.

3.3 Análisis de precipitaciones e intensidades

En las cercanías al proyecto vial no existen estaciones con información de precipitaciones históricas, ya que la región no ha sido monitoreada, tal vez por cuestiones de difícil acceso o por condiciones climatológicas. Además no se registran pluviógrafos instalados en la zona de emplazamiento del proyecto. Por tal razón, se realiza un análisis entre las zonas monitoreadas por el INAMHI que presentan características o condiciones similares a las del área en estudio.

A lo largo del sitio existen marcadas diferencias en sus características, como son la vegetación y el clima, consecuencia de un descenso desde la cordillera de los Andes hasta una zona cálida, dando como resultado que para la parte alta del proyecto, esto es, a cotas superiores a los 2500 m.s.n.m. se utilice la estación de El Labrador, mientras que para la parte baja, hasta los 660 m.s.n.m. se utilice la estación de Santa Isabel.

¹⁸ Disponible en <http://www.geoportaligm.gob.ec/portal/>

El INAMHI es la institución encargada de recolectar, procesar y publicar periódicamente información de precipitaciones, así como ecuaciones de intensidad de precipitación que pueden ser empleadas en el cálculo de las curvas Intensidad-Duración-Frecuencia [IDF], que son manejadas para determinar la intensidad de la precipitación asociada a un período de retorno especificado.

La información de precipitaciones máximas en 24 horas (anuales) fue recolectada desde los años 1972 a 1989, de los anuarios meteorológicos del INAMHI disponibles en el Programa para el Manejo del Agua y del Suelo de la Universidad de Cuenca [PROMAS], y desde 1990 a 2012, de los anuarios meteorológicos digitales que se encuentran en la biblioteca del INAMHI, que son de libre acceso¹⁹. La información recopilada se presenta en el Cuadro 3.3-1.

Cuadro 3.3-1 Registro de precipitaciones máximas en 24 horas (mm).

Año	El Labrado	Santa Isabel	Año	El Labrado	Santa Isabel
1972	29.10	25.60	1990	33.40	-
1973	24.50	33.20	1991	22.70	-
1974	36.70	24.00	1992	21.80	-
1975	28.40	23.70	1993	22.30	-
1976	30.30	19.20	1994	47.40	-
1977	21.60	27.80	1995	44.60	-
1978	51.50	21.40	1996	33.60	-
1979	23.70	40.20	1997	43.20	-
1980	39.00	38.90	1998	39.70	-
1981	40.40	29.20	1999	32.20	-
1982	25.40	30.60	2000	67.30	-
1983	43.40	35.30	2001	30.40	-
1984	-	-	2002	23.50	-
1985	-	-	2003	34.40	-
1986	-	-	2004	37.60	-
1987	33.50	26.80	2005	35.00	-
1988	34.10	-	2006	28.00	-
1989	26.60	-	2007	31.50	13.10
			2008	27.20	41.90
			2009	29.10	22.60
			2010	24.00	24.00
			2011	30.80	42.00
			2012	26.70	26.40

Fuente: (Anuarios Meteorológicos de INAMHI)

¹⁹ Disponible en <http://www.serviciometeorologico.gob.ec/biblioteca/>



Una vez recolectada la información, se la somete a un análisis de calidad y estadístico de frecuencias, siendo las metodologías a usar para cada caso, expuestas en el capítulo siguiente.

Un período de retorno (TR) generalmente es un intervalo de tiempo en años en el que se espera que se presente una sola vez la precipitación extrema que se considera para el diseño. Dependiendo del tipo y de la importancia del proyecto vial, el Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador [MTOPE] permite asociar distintos períodos de retorno a las obras de drenaje de arte menor y obras de drenaje de arte mayor, por lo que la presencia de las curvas IDF permite establecer la intensidad de precipitación correspondiente al período de retorno asignado.

No se dispone de información necesaria y suficiente en la zona de estudio para elaborar las curvas IDF, por lo que se recurre a las ecuaciones de intensidad que proporciona el INAMHI, en base a una zonificación en todo el país, como lo muestra la Figura 3.3-1.

Del análisis mencionado, se obtienen las ecuaciones de intensidad para las estaciones de El Labrado y Santa Isabel, como se detalla en el Cuadro 3.3-2, donde:

- ✓ I_{TR} = Intensidad de precipitación para cualquier período de retorno (mm/h).
- ✓ $I_{d_{TR}}$ = Intensidad diaria para un período de retorno dado (mm/h).
- ✓ TR = Período de retorno.
- ✓ t = Tiempo de duración de la lluvia (min).

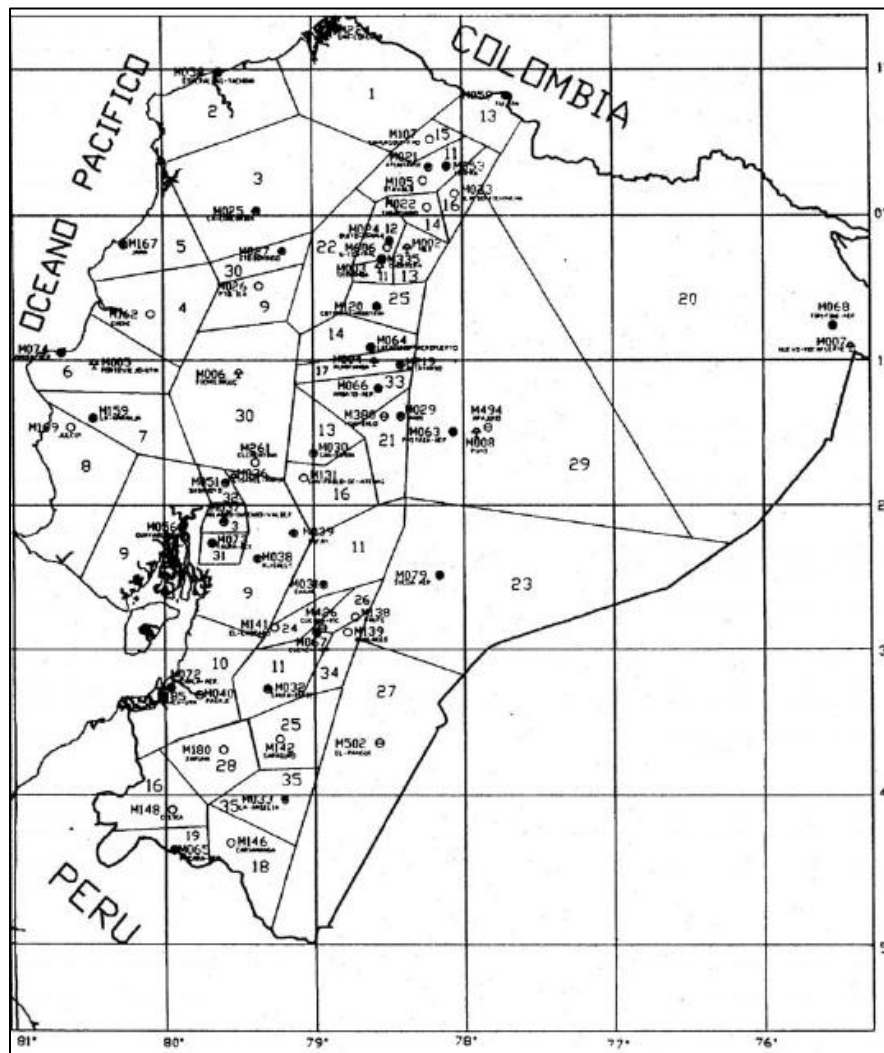


Figura 3.3-1 Mapa de zonificación de intensidades.

Fuente: (INAMHI, 1999)

Cuadro 3.3-2 Ecuaciones de intensidad para las estaciones El Labrado y Santa Isabel.

Código	Estación	Duración	Ecuación
M-141	El Labrado	5 min < 41 min	$I_{TR} = 177.26 * t^{-0.5938} I_{d_{TR}}$
		41 min < 1440 min	$I_{TR} = 466.46 * t^{-0.8430} I_{d_{TR}}$
M-032	Santa Isabel	5 min < 43 min	$I_{TR} = 121.82 * t^{-0.4903} I_{d_{TR}}$
		43 min < 1440 min	$I_{TR} = 473.10 * t^{-0.8529} I_{d_{TR}}$

Fuente: (INAMHI, 1999)



3.4 Herramientas computacionales

Las herramientas computacionales actualmente permiten calcular y diseñar un proyecto en un tiempo prudencial, dando soluciones efectivas a problemas complejos que normalmente se presentan en un diseño. Entre las herramientas digitales y software libres disponibles para la ejecución del proyecto, se destacan:

ArcGis.- Sirve para delimitar las áreas de aporte, definir las longitudes de los cauces y determinar ciertos parámetros geomorfológicos que se pueden obtener de las respectivas cartografías.

Autocad Civil 3d.- Útil para fijar el trazado de la vía y su perfil, a través de los cuales se pueden definir los puntos donde se deberían colocar las estructuras que constituyen un sistema de drenaje, además de facilitar la visualización de los perfiles transversales de las alcantarillas, permitiendo establecer sus longitudes y las estructuras complementarias para evitar su inestabilidad.

Para la estimación del caudal de diseño en obras de drenaje de arte mayor, como el caso de un puente, se hará un análisis hidrológico en base a la información de precipitaciones máximas de la zona. Para ello se recomienda el uso en conjunto del método de la Soil Conservation Service [SCS] y el programa **HEC-HMS**, el cual requiere contar con información morfométrica, usos del suelo y el correspondiente hietograma de diseño, para dar como resultado el caudal máximo y el hidrograma de crecida.

Con lo obtenido, se usa el programa **HEC-RAS** para determinar el nivel del agua cuando ocurra el evento de máxima crecida de un río, en la abscisa de interés, esto es, donde se implantaría un posible puente. Para la modelización se requieren ingresar las secciones del río, la rugosidad del lecho y el hidrograma de crecida. El resultado final es una representación en tres dimensiones de la sección del cauce con los diferentes niveles de crecida y sus concernientes velocidades, datos que sirven para fijar la altura mínima que debería tener el gálibo y evitar una posible socavación en los cimientos de la estructura de un puente.

3.5 Limitaciones

En el desarrollo del presente proyecto se presentaron algunas limitaciones con los materiales descritos, que a pesar de no generar cambios significativos en los cálculos o resultados, es importante considerarlas brevemente:

- ✓ En la recopilación de las precipitaciones se encontró una discrepancia entre los datos de los anuarios meteorológicos del INAMHI que disponen en el PROMAS, con la información que posee la biblioteca virtual del INAMHI. Analizando los datos presentados, se optó por usar la recopilación manifestada en el apartado 3.3.
- ✓ La escasa información hidrológica existente de la zona de estudio, conlleva a una discusión entre las ecuaciones de intensidad de precipitación a usar, teniendo como posibles alternativas, las ecuaciones de las regiones 9 y 11, según la zonificación del INAMHI (Figura 3.3-1) y las correspondientes a las estaciones de El Labrado y Santa Isabel, por su cercana ubicación a la zona del proyecto. Finalmente, se resolvió utilizar las ecuaciones de las estaciones de El Labrado y Santa Isabel, por guardar similitud con las características del sitio donde se localiza la vía en estudio.
- ✓ La presencia de diferentes escalas en la topografía y la cartografía disponibles para el proyecto provoca de cierta manera un desfase en el bosquejo de las cuencas de aporte. Se optó por usar la cartografía con escala 1:50000, para esbozar las cuencas hidrográficas de los principales afluentes que atraviesan la vía, así como las cuencas de tamaño considerable; dejando la topografía a escala 1:1000, para el trazado de las cuencas de menor tamaño.

CAPÍTULO 4. METODOLOGÍA

4.1 Calidad en la información

La información concerniente al registro de las precipitaciones máximas 24 horas, procedente de las estaciones El Labrado y Santa Isabel (Cuadro 3.3-1), debe ser sometida a un análisis, con el fin de determinar posibles errores. Para tal efecto, se empleará la calculadora estadística: Diagrama de Caja.

Consiste en la generación de un diagrama, como una caja con dos prolongaciones, que muestre una representación gráfica de la distribución de la información, señalando donde caen la mayoría de los datos y aquellos valores atípicos que difieren considerablemente, representados por puntos y estrellas, como lo ilustra la Figura 4.1-1 (Bakieva et al., 2010).

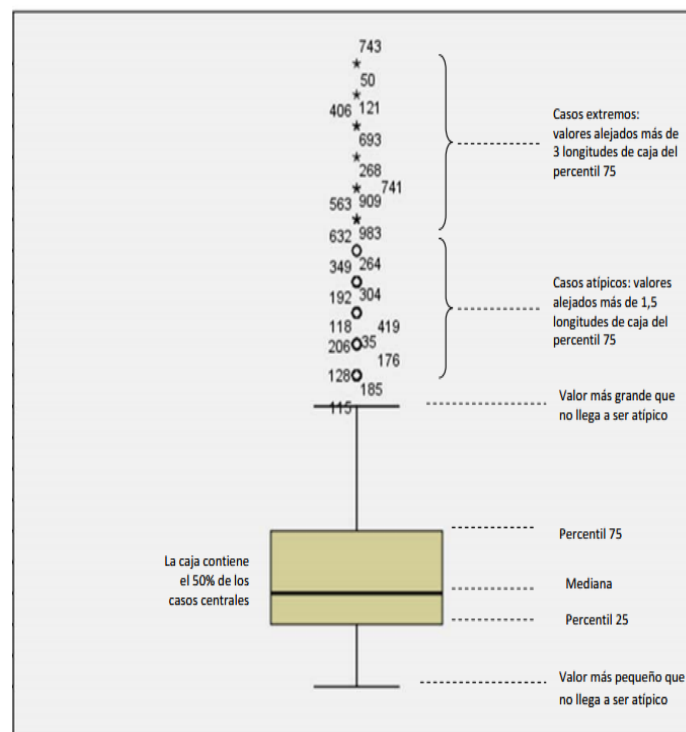


Figura 4.1-1 Estadísticos considerados en un Diagrama de Caja.

Fuente: (Bakieva et al., 2010)

El Diagrama de Caja muestra cinco estadísticos importantes: la mediana (línea horizontal de la caja), los percentiles 25 (lado inferior del rectángulo) y 75 (lado superior del rectángulo), el mínimo y el máximo, que resultan muy útiles para dar a conocer información bastante completa sobre el grado de dispersión de los datos y el grado de asimetría de la distribución (Bakieva et al., 2010). Para generar el

diagrama se debe ingresar la información de las dos estaciones que constan en el Cuadro 3.3-1, en el sitio web proporcionado por Alcula²⁰.

4.2 Análisis estadístico de frecuencias: Precipitaciones extremas

Una vez garantizada la calidad en la información se procede a asociar una probabilidad de ocurrencia a cada valor de una variable aleatoria (período de retorno TR), mediante un determinado modelo probabilístico.

4.2.1 Test de Bondad de Ajuste: Kolmogorov-Smirnov

Es un test no paramétrico que permite examinar si dos muestras provienen de un mismo modelo probabilístico o si un modelo se ajusta a una muestra.

Consiste en calcular un estadígrafo²¹ D equivalente al valor máximo de la diferencia absoluta entre la función distribución acumulada empírica $F_{(x)}$ y la función distribución del modelo calculado para cada punto de la muestra $F_{n(x)}$, esto es (NEVI-12-2B-MTOP, 2012):

$$D = \max_{-\infty < x < \infty} |F_{n(x)} - F_{(x)}|$$

La prueba radica en rechazar la hipótesis nula, si D es mayor o igual que un valor crítico D_t , que depende del número de datos y del nivel de significancia, siendo estimado a partir del Cuadro 4.2-1. Por el contrario, si D es menor a D_t , se acepta la hipótesis nula.

Cuadro 4.2-1 Test Kolmogorov-Smirnov. Valores críticos para D_t .

n	Nivel de significancia					n	Nivel de significancia				
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01		0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
1	0.900	0.950	0.975	0.990	0.995	21	0.226	0.259	0.287	0.321	0.344
2	0.684	0.776	0.842	0.900	0.929	22	0.221	0.253	0.281	0.314	0.337
3	0.565	0.636	0.780	0.785	0.829	23	0.216	0.247	0.275	0.307	0.330
4	0.493	0.565	0.624	0.689	0.734	24	0.212	0.242	0.269	0.301	0.323
5	0.447	0.509	0.563	0.627	0.669	25	0.208	0.238	0.264	0.295	0.317
6	0.410	0.468	0.519	0.577	0.617	26	0.204	0.233	0.259	0.290	0.311
7	0.381	0.436	0.483	0.538	0.576	27	0.200	0.229	0.254	0.284	0.305
8	0.358	0.410	0.454	0.507	0.542	28	0.197	0.225	0.250	0.279	0.300

²⁰ Disponible en <http://www.alcula.com/es/calculadoras/estadistica/diagrama-de-caja/>

²¹ Variable que define una distribución estadística.

n	Nivel de significancia					n	Nivel de significancia				
	0.20	0.10	0.05	0.02	0.01		0.20	0.10	0.05	0.02	0.01
9	0.339	0.387	0.430	0.480	0.513	29	0.193	0.221	0.246	0.275	0.295
10	0.323	0.369	0.409	0.457	0.489	30	0.190	0.218	0.242	0.270	0.290
11	0.308	0.352	0.391	0.437	0.468	31	0.187	0.214	0.238	0.266	0.285
12	0.296	0.338	0.375	0.419	0.449	32	0.184	0.211	0.234	0.262	0.281
13	0.285	0.325	0.361	0.404	0.432	33	0.182	0.208	0.231	0.258	0.277
14	0.275	0.314	0.349	0.390	0.418	34	0.179	0.205	0.227	0.254	0.273
15	0.266	0.304	0.338	0.377	0.404	35	0.177	0.202	0.224	0.251	0.269
16	0.258	0.295	0.327	0.366	0.390	36	0.174	0.199	0.221	0.247	0.265
17	0.250	0.286	0.318	0.355	0.381	37	0.172	0.196	0.218	0.244	0.262
18	0.244	0.279	0.309	0.346	0.371	38	0.170	0.194	0.215	0.241	0.258
19	0.237	0.271	0.301	0.337	0.361	39	0.168	0.191	0.213	0.238	0.255
20	0.232	0.265	0.294	0.329	0.352	40	0.165	0.189	0.210	0.235	0.252
						> 40	$1.07/\sqrt{n}$	$1.22/\sqrt{n}$	$1.36/\sqrt{n}$	$1.52/\sqrt{n}$	$1.63/\sqrt{n}$

Fuente: (Berrocal, 2014)

La función distribución del modelo calculado para cada punto de la muestra, se obtiene mediante la expresión:

$$Fn_{(x)} = \frac{m}{n + 1}$$

Donde m es el número de orden del dato en una lista de menor a mayor y n es el número total de datos.

La función distribución acumulada empírica, se obtiene con la expresión (MTC, 2008):

$$F_{(x)} = e^{-e^{-y}}$$

Siendo:

$$\alpha = \frac{\sqrt{6} * s}{\pi}$$

$$u = \dot{x} - 0.5772 * \alpha$$

$$y = \frac{x - u}{\alpha}$$

Dónde:



α = Parámetro de escala.

s = Desviación estándar.

u = Parámetro de ubicación (moda).

\bar{x} = Promedio aritmético de la serie de datos.

x = Datos recolectados y ordenados de menor a mayor.

y = Variable reducida.

4.2.2 Distribución de Gumbel

También llamada distribución de Valores Extremos Tipo I, es un método que se ajusta muy bien al fenómeno de las crecidas en ríos. Se utiliza generalmente para (Cahuana & Yugar, 2009):

- ✓ Realizar ajustes de distribución empíricas de variables hidrológicas, tales como valores de caudales máximos anuales, mensuales o precipitaciones máximas anuales, entre otras.
- ✓ Como referencia para comparar varias distribuciones teóricas de ajuste con una distribución empírica.
- ✓ Para efectuar inferencias estadísticas.

Está definida por la siguiente expresión (Chereque, 1989):

$$p = 1 - e^{-e^{-y}}$$

Dónde:

p = Probabilidad de que un valor “ X ” sea igualado o excedido.

e = Base de los logaritmos naturales $\sim 2.71828182\dots$

y = Variable reducida $= -\ln[-\ln(1 - p)]$

La magnitud de la variable (precipitación extrema) vendrá dada por la expresión:

$$X = \bar{x} + (0.7797y - 0.45) * s$$

$$X = \bar{x} + (K * s)$$

$$X = u - \alpha [\ln(-\ln(f_{(x)}))]$$

Dónde:

$K = \text{Factor de frecuencia} = 0.7797y - 0.45$

$f_{(x)}$ = Función de probabilidad, en base a un período de retorno TR .

$$f_{(x)} = 1 - (1/TR)$$

$$Prob = 1 - f_{(x)}$$

4.2.3 Precipitación de diseño. Período de retorno

Una vez validada la información y realizado el análisis estadístico de frecuencias, es conveniente asignar un período de retorno que garantice un riesgo compatible con la importancia y la vida útil de una obra de drenaje.

Un riesgo de falla aceptable depende entre otros, de factores: económicos, técnicos, sociales y ambientales. La confiabilidad del diseño, representada por la probabilidad de que no falle la estructura durante el transcurso de su vida útil, considera el hecho que no ocurra un evento de magnitud superior a la usada en el diseño, a lo largo de la vida útil.

Dado que la probabilidad de ocurrencia de cada evento es independiente, la probabilidad de riesgo o falla durante el período de vida útil de una estructura se determina por la expresión (MOPC, 2009):

$$Riesgo = 1 - (1 - 1/TR)^n$$

Dónde:

TR = Período de retorno.

n = Número de años de vida útil.

Tal expresión establece que el riesgo de falla es aproximadamente del 64% para vidas útiles entre 5 y 100 años, si se trabaja con un período de diseño igual a la vida útil de la obra, como se lo hace en el presente proyecto (NEVI-12-2B-MTOP, 2012).

Por tratarse de una vía de comunicación entre pequeñas comunidades, la intensidad de lluvia a considerar para el diseño de las obras de drenaje de arte menor es la correspondiente a un periodo de retorno de 25 años y la de 100 años, para el diseño de las obras de drenaje de arte mayor. Del análisis de precipitaciones efectuado para los registros de las estaciones de El Labrado y

Santa Isabel, se obtuvo una intensidad máxima en 24 horas de 2.18 mm/h y 1.88 mm/h, respectivamente, para un periodo de retorno de 25 años; valores de intensidad que serán usados para el cálculo de los caudales del sistema de drenaje menor. Para el sistema de drenaje mayor, la intensidad de diseño está asociada a la presencia de las curvas IDF.

4.3 Criterios de diseño de cunetas

4.3.1 Consideraciones de diseño

- ✓ En primera instancia, las alcantarillas deben ser ubicadas en el proyecto para proceder al diseño de las cunetas.
- ✓ Para la vía en estudio las cunetas se colocarán a cada lado de la calzada, entre el pie del talud de corte y el espaldón de la vía. Su sección será triangular de concreto (Figura 2.2-1).
- ✓ Se cumplirá la condición de pendiente mínima de 0.5% y velocidad máxima de 4.5 m/s (MTOP, 2003).
- ✓ El periodo de retorno considerado para la precipitación de diseño será de 25 años. La precipitación de diseño tendrá una duración de 5 minutos (MTOP, 2003).
- ✓ El diseño hidráulico se fundamentará en las ecuaciones de Henderson y Manning.
- ✓ En base al caudal máximo unitario obtenido con las ecuaciones de Henderson, se determina el caudal de diseño para la sección de la cuneta, aplicando dos criterios: Tramo de máxima longitud entre alcantarillas con su respectiva pendiente y tramo de pendiente mínima con su longitud correspondiente.

4.3.2 Relación precipitación-escorrentía: Ecuaciones de Henderson

Henderson ha desarrollado un método de cálculo basado en las ecuaciones fundamentales de la hidráulica, para determinar la relación precipitación-escorrimento en superficies planas con pendiente transversal, considerando la intensidad de la precipitación constante y uniformemente distribuida, estableciendo una serie de ecuaciones simples para estimar el tiempo t_e en que se establece el caudal máximo por unidad de ancho y el valor del mismo al final de la superficie plana (MTOP, 2003).

Las ecuaciones son:

$$V_0 = i / 3.6 * 10^6$$

$$a = (S^{1/2}/n)$$

$$t_e = (L/a * V_0^{2/3})^{3/5}$$

$$q = a * (V_0 * t)^{5/3} \quad \text{para } 0 < t < t_e$$

$$q_{max} = a * (V_0 * t_e)^{5/3} \quad \text{para } t_e < t < d$$

Dónde:

d = Duración de la lluvia (s).

t = Tiempo (s).

V_0 = Velocidad de precipitación (m/s).

i = Intensidad de la precipitación (mm/h).

a = Parámetro adimensional.

S = Pendiente media de la superficie.

n = Coeficiente de rugosidad (Manning).

t_e = Tiempo de equilibrio para que se presente el q_{max} (s).

L = Longitud desde el parte aguas hasta la cuneta de intersección (Equivale a la semibanca de la vía, en metros).

q = Caudal unitario en el tiempo “ t ” ($m^3/s/m$).

q_{max} = Caudal unitario máximo durante el intervalo “ $d - t_e$ ” ($m^3/s/m$).

Además, en este método, se considera que la duración de la lluvia debe ser por lo menos igual al tiempo pico del escurrimiento y se descarta la posibilidad de un encharcamiento²² de la calzada.

Luego de establecido el caudal por ancho unitario del escurrimiento a superficie libre que descarga en la cuneta, se determinará el caudal de diseño, considerando en toda la longitud de la estructura, el aporte lateral a través del tiempo, para verificar las dimensiones de la sección transversal establecida (MTOP, 2003).

²² Relativo a la formación de charcos o inundación del sitio.

4.4 Criterios de diseño de subdrenes

4.4.1 Consideraciones de diseño

Diseñar un subdren de zanja tiene por objeto determinar los siguientes elementos (Suárez, 2006):

- ✓ Profundidad y ancho de la zanja.
- ✓ Espaciamiento entre zanjas.
- ✓ Localización en planta de los subdrenes.
- ✓ Material filtrante y especificaciones.
- ✓ Caudales colectados.
- ✓ Sistemas de recolección y entrega.

Un subdren de zanja típico, como el de la Figura 4.4-1, tiene 1 metro de ancho y de 1 a 3 metros de profundidad. Consta de material grueso envuelto en geotextil no tejido.

Para su construcción, se excava la zanja, se coloca el geotextil, se ingresa el tubo colector y se rellena la zanja con material granular grueso. Finalmente se cierra el conjunto doblándolo y traslapando el geotextil.

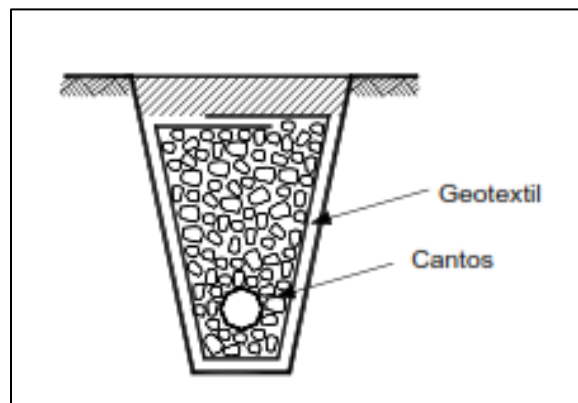


Figura 4.4-1 Sistema de subdren de zanja.

Fuente: (Suárez, 2006)

El cálculo de caudales y el diseño del espaciamiento entre subdrenes requieren de un completo análisis geotécnico que dé a conocer el comportamiento del agua en el sitio de interés (Figura 4.4-2). Los efectos de la infiltración debido a la precipitación, deben ser incluidos en una solución analítica si se desea obtener un suelo uniforme (Suárez, 2006).

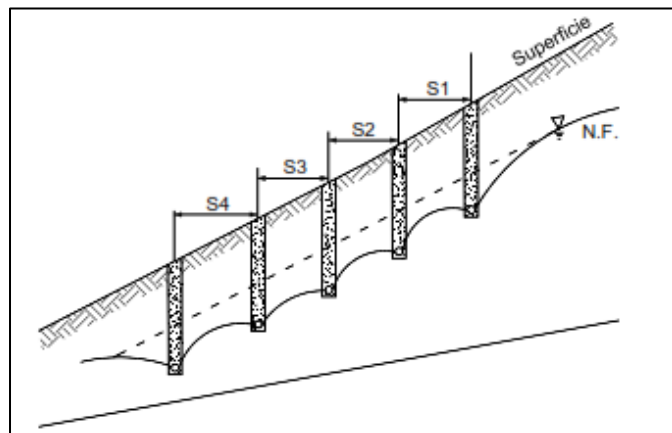


Figura 4.4-2 Espaciamiento entre subdrenes considerando un análisis del comportamiento del NF entre éstos.

Fuente: (Suárez, 2006)

4.4.2 Caudal del subdren

Los caudales de aporte que conforman el gasto final de un sistema de subdrenaje en vías, consideran (PAVCO, 2005):

Caudal por infiltración: El agua lluvia cae directamente en la carpeta del pavimento. Inevitablemente, una parte de ésta se infiltra en la estructura del pavimento debido a que las carpetas tanto rígidas como flexibles no son impermeables. Viene dado por la expresión:

$$q_{\text{infiltración}} = I_R * B * L * F_i * F_R$$

Dónde:

I_R = Precipitación máxima horaria de frecuencia anual registrada en la zona del proyecto. Dato proveniente de las curvas IDF.

B = Para subdrenes longitudinales, es la semibanca de la vía o el ancho de la plataforma de la berma.

L = Longitud del tramo de drenaje.

F_i = Factor de infiltración. Cuadro 4.4-1

F_R = Factor de retención de la capa granular; refleja el hecho de que la capa granular dada su permeabilidad, entrega lentamente el agua al subdren. Cuadro 4.4-2

Cuadro 4.4-1 Caudal por infiltración. Valores recomendados para F_i .

Tipo de carpeta	F_i
Carpetas asfálticas muy bien conservadas	0.30
Carpetas asfálticas normalmente conservadas	0.40
Carpetas asfálticas pobremente conservadas	0.50
Carpetas de concreto de cemento Portland	0.67

Fuente: (PAVCO, 2005)

Cuadro 4.4-2 Caudal por infiltración. Valores recomendados para F_R .

Tipo de base	F_R
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o más	0.25
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o más	0.33
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o más	0.33
Bases bien graduadas, en servicio 5 años o más	0.50

Fuente: (PAVCO, 2005)

Caudal por abatimiento del NF: En aquellos sitios donde se encuentre el NF a una altura tal que podría afectar a la estructura del pavimento, es necesario abatir este nivel para evitar inconvenientes por excesos de agua. Viene dado por la expresión:

$$q_{NF} = K * i * A_o$$

Siendo:

$$i = (Nd - Nf) / B$$

$$A_o = (Nd - Nf) * L$$

Dónde:

K = Coeficiente de permeabilidad de suelo adyacente (cm/s).

i = Gradiente hidráulico.

Nd = Cota inferior del subdren (m). Figura 4.4-3

Nf = Cota superior del NF (m). Figura 4.4-3

A_o = Área efectiva para el caso de abatimiento del NF (cm²).

B = Para subdrenes longitudinales es el ancho de la berma (m).

L = Longitud del tramo de drenaje (m).

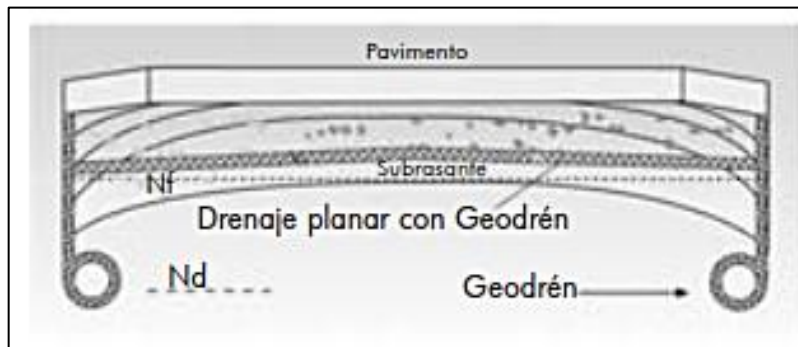


Figura 4.4-3 Esquema para el cálculo del caudal por abatimiento del NF.

Fuente: (PAVCO, 2005)

De esta manera, el caudal colectado viene dado por la expresión: $Q_c = q_{infiltración} + q_{NF}$

Es importante señalar que si el caudal por abatimiento del NF se presenta a los dos lados de la sección transversal del subdren, q_{NF} deberá ser duplicado. Si en el tramo de diseño de un subdren, la pendiente longitudinal es mayor a la pendiente de bombeo, se recomienda colocar subdrenes transversales, por su eficiencia.

4.4.3 Tubería colectora

Para subdrenes con material de diámetro inferior a $1\frac{1}{2}$ de pulgada, es necesario el uso de tubería colectora para los filtros. Si el material es grueso no siempre se coloca la tubería colectora, por suponer que tal material es un buen conductor del agua.

En todo caso, en subdrenes con material de filtro, el tubo colector debe ser perforado y colocado en la parte baja de la zanja, embebido en el material filtrante, Figura 4.4-4. El U.S. Army Corps of Engineers recomienda una relación entre el tamaño del filtro y el ancho del orificio (Suárez, 2006):

$$\text{Para huecos circulares } \left(D_{85F} / \text{Diámetro} \right) > 1$$

$$\text{Para ranuras } \left(D_{85F} / \text{Ancho} \right) > 1.2$$

D_{85_F} representa el diámetro del tamiz en mm, que permite el paso del 85% en peso del suelo. Los orificios deben estar en la mitad inferior del tubo para lograr una mayor interceptación del agua, reducir el lavado del material y disminuir la cantidad de agua atrapada en la zanja. En la Figura 4.4-4 se indica la disposición que deben satisfacer los orificios de tuberías perforadas en la mitad inferior de la superficie del tubo (MTI, 2008).

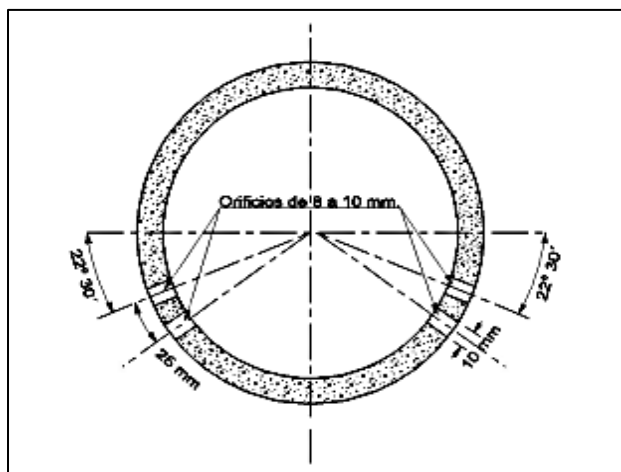


Figura 4.4-4 Disposición de orificios en una tubería colectora circular.

Fuente: (MTI, 2008)

Para la estimación del diámetro de la tubería colectora, se usa el nomograma en base a la ecuación de Prandtl-Colebrook, Figura 4.4-5, conociendo la pendiente y el caudal de diseño (PAVCO, 2005).

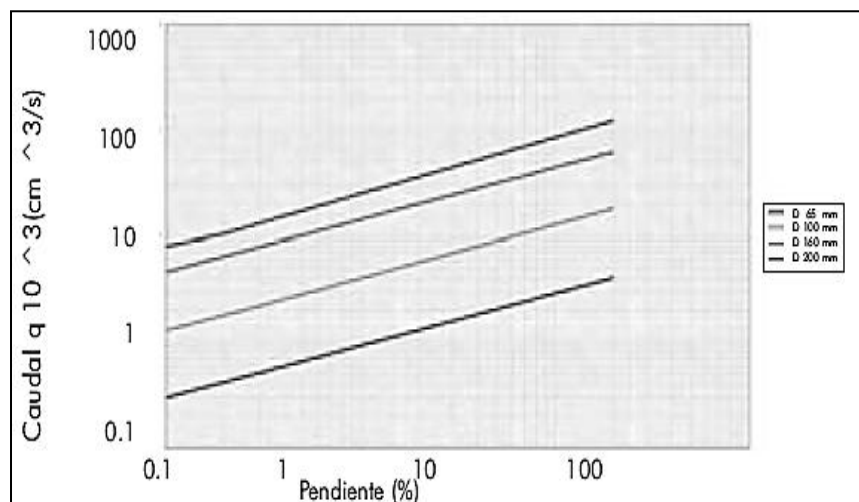


Figura 4.4-5 Nomograma para el cálculo del diámetro de una tubería colectora.

Fuente: (PAVCO, 2005)

4.5 Drenaje Transversal: Alcantarillas

4.5.1 Emplazamiento

El tipo de alcantarilla debe ser elegido considerando el caudal a evacuar, la naturaleza, la pendiente del cauce y los costos relacionados con la disponibilidad de materiales, ya que de ello depende su comportamiento hidráulico (MTI, 2008). La mejor ubicación de una alcantarilla es cuando se la proyecta para que continúe la alineación y la pendiente del cauce natural.

A lo largo de los 28.2 Km de extensión del proyecto, la cantidad y la ubicación de alcantarillas es fundamental para garantizar el drenaje vial. Las consideraciones realizadas para el emplazamiento son:

- ✓ Recomendar al menos 3 alcantarillas por cada kilómetro de carretera cuando no hay cambio de pendiente.
- ✓ Los cursos de agua (ríos) que cruzan el trazado vial, serán puntos obligados para la ubicación de alcantarillas, al igual que los sitios de relleno considerable y los puntos bajos, ubicados con la ayuda del perfil del trazado.
- ✓ El material predominante de las alcantarillas es el ármico para circulares y el concreto para tipo cajón, con un diámetro o altura mínima de 1200 mm y pendiente transversal variable entre 0.5 y 3%; pudiendo llegar al 5% en casos especiales.

Del análisis en base a la topografía y la cartografía disponibles para la zona del proyecto, se obtuvieron 110 alcantarillas distribuidas de la siguiente manera: 8 situadas en puntos bajos, 29 en sitios de relleno considerable y 13 en quebradas. Además un total de 60 alcantarillas son de tipo control y mantenimiento, ya que no colectan caudales considerables, pero su importancia está enlazada al primer aspecto de las consideraciones antes mencionadas. En el Anexo A se detallan los resultados del análisis.

En la abscisa 21+980.00 Km se requiere el diseño de una obra de drenaje de arte mayor (Puente), por la presencia del Río Chacayacu, sumado a la extensión del área de aporte de la cuenca.

4.5.2 Análisis hidrológico

4.5.2.1 Método Racional Americano

Permite hacer estimaciones de los caudales máximos de escorrentía a partir de las intensidades máximas de precipitación.

Básicamente se formula que el caudal máximo de escorrentía es directamente proporcional a la intensidad máxima de la lluvia para un período de duración igual al tiempo de concentración y al área de la cuenca. El tiempo de concentración representa el tiempo que demora una partícula de agua para trasladarse del punto más remoto de la cuenca hasta el punto de desagüe (Chereque, 1989). Cuando haya transcurrido este tiempo toda la cuenca estará contribuyendo a formar el caudal de la escorrentía que tendrá en consecuencia un valor máximo. Su fórmula es:

$$Q = \frac{C * i * A}{360}$$

Dónde:

Q = Caudal máximo de escorrentía probable (m^3/s).

C = Coeficiente de escorrentía.

i = Intensidad máxima de la lluvia para un periodo de duración igual al tiempo de concentración y para la frecuencia deseada en el diseño (mm/h).

A = Área de la cuenca (Ha).

En la concepción de la fórmula racional se aceptan dos hipótesis importantes: que la precipitación ocurra con una intensidad uniforme durante un tiempo igual o mayor que el tiempo de concentración y que la intensidad de la precipitación sea uniforme sobre toda el área de la cuenca.

Estas premisas no son exactamente válidas, razón por la que el uso del método racional se debe limitar a áreas pequeñas. El área límite de aplicación depende mucho de la pendiente, de la naturaleza de la superficie, de la forma de la cuenca y de la precisión exigida. Por tanto, la fórmula debe usarse con cautela para áreas mayores, entre 50 y 160 Ha, según recomendaciones del MTOP.

La frecuencia de i se escoge teniendo en cuenta la finalidad de la estructura que se va a proyectar y los riesgos que implicaría una posible falla de tal estructura. Para el efecto, se usan las ecuaciones de intensidad de precipitación que constan

en el Cuadro 3.3-2.

La fórmula racional se usa para diseñar drenes de tormenta, alcantarillas y otras estructuras evacuadoras de aguas de escorrentía de pequeñas áreas (Chereque, 1989).

4.5.2.2 Área de drenaje

Se refiere a la superficie en proyección horizontal limitada por el parte aguas (divisoria). Su trazado se realiza empleando la topografía y la cartografía disponibles para la zona del proyecto, esto es, usando las curvas de nivel y el programa ArcGis.

Para el efecto, en primera instancia se deben identificar la red de drenaje o las corrientes superficiales para proceder a un esbozo de la delimitación, junto a la identificación de puntos altos como cerros, colinas o montañas.

Por lo general, un parte aguas corta de manera perpendicular a las curvas de nivel, procurando que pase por los puntos de mayor elevación topográfica. Si la altitud de la divisoria va aumentando, corta a las curvas por la parte convexa, como se muestra en la Figura 4.5-1, caso contrario, por la parte cóncava (Brugal, 2012).



Figura 4.5-1 Trazado de un parte aguas con corte convexo en las curvas de nivel.

Fuente: (Brugal, 2012)

Salvo en la salida, no es permitido que el parte aguas corte a ningún flujo de agua natural.

Habitualmente la divisoria une los puntos de mayor altitud, salvo que el trazo sea forzado.

Es importante que el valor del área sea expresado en hectáreas (Ha) o en kilómetros cuadrados (Km²).

Las áreas de drenaje generadas para los puntos estratégicos obtenidos mediante análisis y presentados en el Anexo A, se ilustran en la Figura 4.5-2.

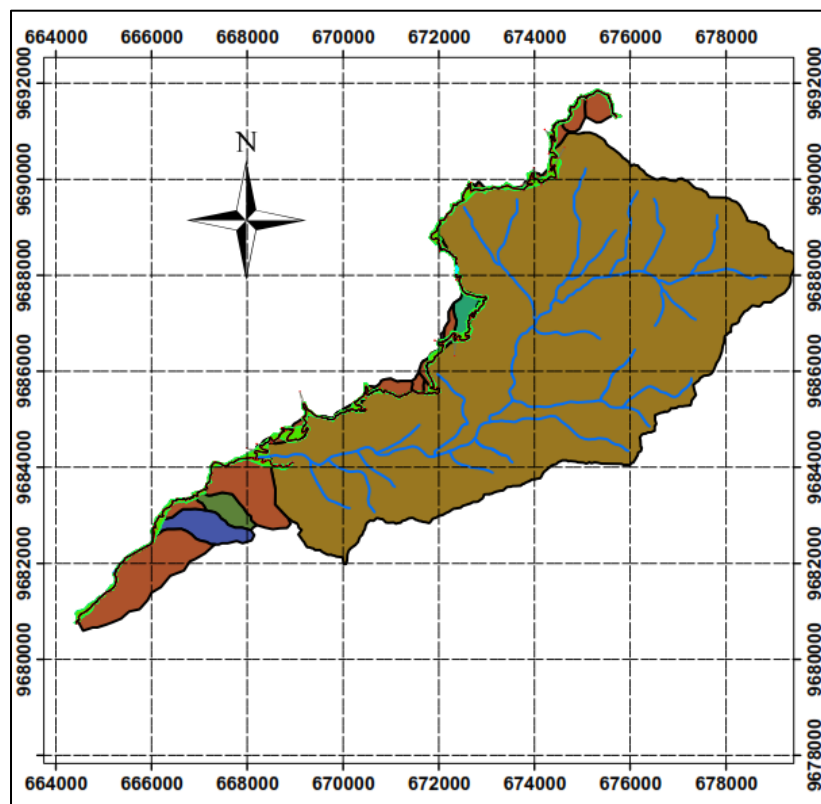


Figura 4.5-2 Esbozo de las áreas de drenaje de los puntos estratégicos del proyecto.
DATUM WGS-84

4.5.2.3 Intensidad de precipitación. Curvas IDF

La intensidad de precipitación es considerada como la tasa temporal de precipitación, es decir, la profundidad de lluvia por unidad de tiempo (mm/h). Se puede obtener una intensidad instantánea y una promedio. Comúnmente se utiliza

la intensidad promedio, expresada mediante $i = \frac{P}{D}$, siendo, P la profundidad de la lluvia (mm) y D su duración (h).

Como se mencionó en el apartado 3.3, el INAMHI publica periódicamente, análisis estadísticos útiles para calcular a través de las ecuaciones de intensidad de precipitación, la relación intensidad-duración-frecuencia, para cada zona del país que consta en la Figura 3.3-1.

Para el proyecto, se consideran las ecuaciones correspondientes a las estaciones El Labrado y Santa Isabel, expuestas en el Cuadro 3.3-2, a causa de las diferentes altitudes encontradas a lo largo de la zona en estudio. El análisis de precipitaciones máximas 24 horas para estas estaciones según el INAMHI, da como resultado lo expuesto en el Cuadro 4.5-1.

Cuadro 4.5-1 Intensidades máximas en 24 horas para las estaciones El Labrado y Santa Isabel.

Código	Estación	Altitud	TR (años)				
			5	10	25	50	100
M141	El Labrado	3335	1.4	1.7	2.0	2.3	2.7
M032	Santa Isabel	1550	1.6	1.8	2.1	2.3	2.5

Fuente: (INAMHI, 1999)

Como se observa, existe una mínima diferencia entre las intensidades máximas de las dos estaciones para los períodos de retorno considerados, lo que reduce la incertidumbre de los valores de intensidad a asumir en el proyecto.

Las curvas IDF son un elemento de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, la duración de la misma y la frecuencia con la que se puede presentar, esto es su probabilidad de ocurrencia o el período de retorno (MTC, 2008). También son conocidas como familias de curvas que en las abscisas llevan la duración de la lluvia, en ordenadas la intensidad y en forma paramétrica el período de retorno o probabilidad (MOPC, 2009).

Como los valores que se destacan en el Cuadro 4.5-1 son el resultado de un análisis probabilístico de las lluvias máximas, se adoptan para obtener las curvas IDF de las estaciones de El Labrado y Santa Isabel, expuestas en la Figura 4.5-3 y Figura 4.5-4, respectivamente. Ésta última figura servirá para determinar la intensidad asociada al período de retorno correspondiente a la obra de drenaje de arte mayor, por la altitud donde se ubica la estructura. Para el caso de las obras de drenaje de arte menor se emplearán las ecuaciones del Cuadro 3.3-2, en base al tiempo de concentración, calculado o asumido para cada cuenca, como es

requerido en el Método Racional.

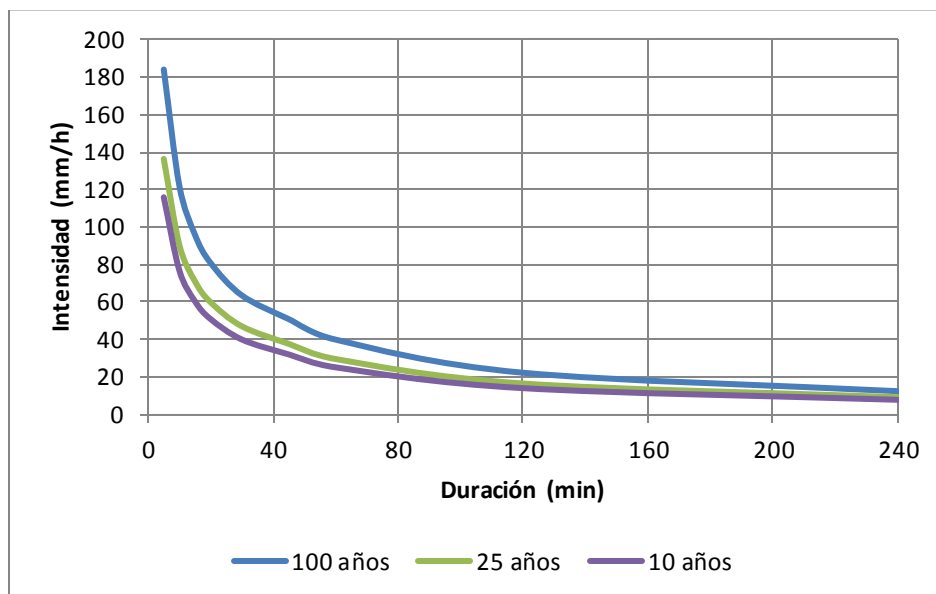


Figura 4.5-3 Curvas IDF para la estación El Labrador.

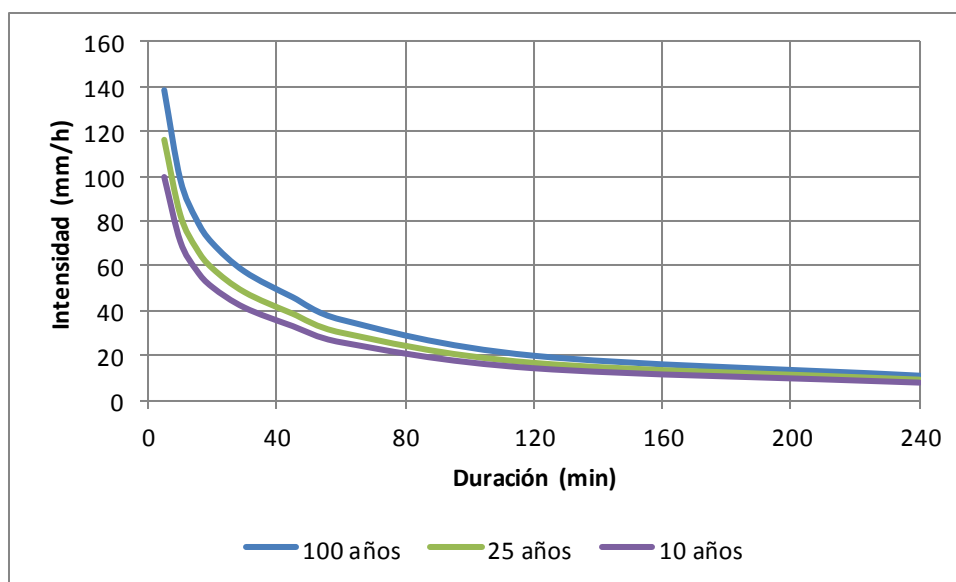


Figura 4.5-4 Curvas IDF para la estación Santa Isabel.

4.5.2.4 Tiempo de concentración

Equivale al tiempo que tarda el agua en pasar del punto más lejano hasta la salida de la cuenca. Transcurrido el tiempo de concentración se considera que toda la

cuenca contribuye a la salida.

Naturalmente, el tiempo de concentración t_c depende de la longitud máxima que debe recorrer el agua hasta la salida de la cuenca y de la velocidad que adquiere en promedio, dentro de la misma. Tal velocidad está en función de las pendientes del terreno, los cauces y la rugosidad media en la superficie de éstos (Aparicio, 1992).

Cuando la información es limitada, se recomienda asumir el tiempo de duración de la lluvia como el tiempo de concentración, considerando que en ese lapso se produce la mayor aportación de la cuenca al cauce (MTOP, 2003). Para el cálculo de t_c en el proyecto, se emplea la fórmula de California Culverts Practice (1942), dada por:

$$t_c = 0.0195(L^3/H)^{0.385}$$

Dónde:

t_c = Tiempo de concentración (min).

L = Longitud del cauce principal (m).

H = Diferencia de nivel entre el extremo de la cuenca y el punto de descarga (m).

4.5.2.5 Coeficiente de escorrentía

Este coeficiente establece la relación que existe entre la cantidad total de lluvia que se precipita y la que escurre superficialmente. Su valor varía según las características físicas y topográficas de la cuenca, considerando: permeabilidad del suelo, morfología de la cuenca, pendientes longitudinales y cobertura vegetal (MTOP, 2003).

En el Cuadro 4.5-2 se establecen valores típicos para el coeficiente de escorrentía “C”.

Cuadro 4.5-2 Valores para el Coeficiente de Escorrentía “C”.

Cobertura Vegetal	Tipo de Suelo	Pendiente del Terreno				
		Pronunciada	Alta	Media	Suave	Despreciable
		50%	20%	5%	1%	
Sin vegetación	Impermeable	0.80	0.75	0.70	0.65	0.60
	Semipermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Permeable	0.50	0.45	0.40	0.35	0.30
Cultivos	Impermeable	0.70	0.65	0.60	0.55	0.50
	Semipermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Permeable	0.40	0.35	0.30	0.25	0.20
Pastos con vegetación ligera	Impermeable	0.65	0.60	0.55	0.50	0.45
	Semipermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Permeable	0.35	0.30	0.25	0.20	0.15
Hierba, Grama	Impermeable	0.60	0.55	0.50	0.45	0.40
	Semipermeable	0.55	0.45	0.40	0.35	0.30
	Permeable	0.30	0.25	0.20	0.15	0.10
Bosque densa vegetación	Impermeable	0.55	0.50	0.45	0.40	0.35
	Semipermeable	0.45	0.40	0.35	0.30	0.25
	Permeable	0.25	0.20	0.15	0.10	0.05

Fuente: (MTO, 2003)

4.5.3 Análisis hidráulico

4.5.3.1 Escurrimiento en alcantarillas

Ensayos de laboratorio sobre casos prácticos de diseño de alcantarillas han puesto en manifiesto dos formas fundamentales típicas de escurrimiento:

- ✓ Escurrimiento con control de entrada.
- ✓ Escurrimiento con control de salida.

Denominando sección de control, aquella sección donde existe una relación definida entre el caudal y el tirante o profundidad de flujo, asumiendo que se desarrolla un tirante cercano al crítico (Alonso, 2005).

En el escurrimiento con control de entrada, el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de entrada a la alcantarilla, obteniendo aguas arriba un remanso en flujo subcrítico y aguas abajo un flujo supercrítico. El caudal circulante depende de las condiciones de entrada a la alcantarilla, esto es: sección transversal del conducto, geometría de la embocadura y altura del remanso o nivel



de agua al ingreso.

En el escurrimiento con control de salida, el tirante crítico se forma en las proximidades de la sección de salida de la alcantarilla, obteniendo aguas arriba de la sección un remanso en flujo subcrítico y aguas abajo un flujo supercrítico. A más de las condiciones anteriores, es necesario agregar las siguientes variables: nivel de agua a la salida, pendiente, longitud y rugosidad del conducto (Alonso, 2005).

Ya que no es sencillo predefinir cuando un flujo tendrá control de entrada o de salida, se pueden citar algunos casos típicos:

Control de entrada

- ✓ La entrada está cubierta y la pendiente del conducto es supercrítica, pudiendo o no fluir a sección llena en parte de la alcantarilla.
- ✓ La entrada está sumergida, sin embargo no fluye lleno el conducto, pudiendo ser subcrítica o supercrítica la pendiente.

Control de salida

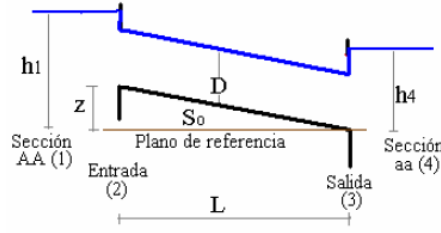
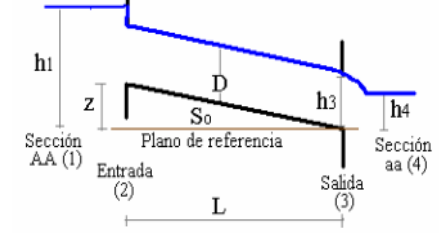


- ✓ La altura del agua no sumerge la entrada y la pendiente del conducto es subcrítica.
- ✓ La alcantarilla fluye a plena capacidad.

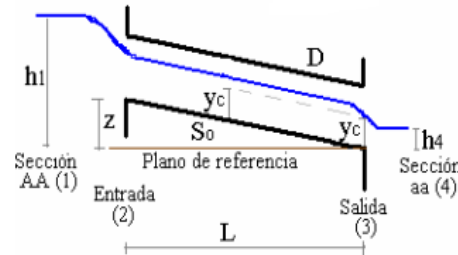
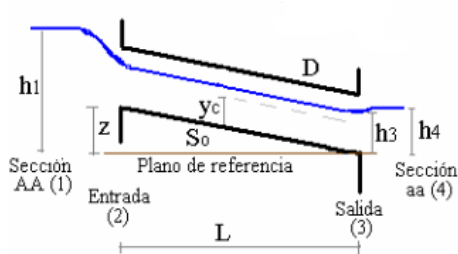
4.5.3.2 Flujo en alcantarillas

Según sean las relaciones entre los niveles en las secciones aguas arriba y aguas abajo de una alcantarilla y considerando algunos de sus parámetros característicos como: longitud, diámetro, rugosidad y pendiente, se distinguen seis tipos diferentes de flujo.

El caudal circulante por la alcantarilla resulta de un balance de energía entre las secciones que actúan como control, ya que ahí es posible conocer las características del flujo, a más de las pérdidas locales y por fricción. En el Cuadro 4.5-3 se detallan los parámetros y consideraciones a cumplir por parte del flujo, para cada uno de los seis tipos mencionados (Lorenzo et al., 2009).

Cuadro 4.5-3 Parámetros y consideraciones de los seis tipos de flujo en alcantarillas.

Tipo	Parámetros	Consideraciones	Esquemas
1	$\frac{h_1 - z}{D} > 1$ $\frac{h_4}{D} > 1$	*La alcantarilla funciona como una tubería con entrada y salida ahogadas.	
2	$\frac{h_1 - z}{D} \geq 1.5$ $\frac{h_4}{D} \leq 1$	*La alcantarilla funciona como una tubería con entrada ahogada y salida con flujo lleno.	
3	$\frac{h_1 - z}{D} \geq 1.5$ $\frac{h_4}{D} \leq 1$	<p>*Se está ante las mismas condiciones del caso anterior, sin embargo puede darse que la alcantarilla funcione como un orificio.</p> <p>*Aspectos como la pendiente y la fricción permiten diferenciar entre éste y el anterior flujo.</p>	
4	$\frac{h_1 - z}{D} < 1.5$ $h_4 < h_c$ $S_o > S_c$	*Se tienen condiciones de flujo a superficie libre en la alcantarilla, la cual funciona como un canal de pendiente fuerte en régimen supercrítico, por tanto se tendrá tirante crítico en la sección de entrada.	

Tipo	Parámetros	Consideraciones	Esquemas
5	$\frac{h_1 - z}{D} < 1.5$ $h_4 < h_c$ $S_o < S_c$	*Se tienen condiciones de flujo a superficie libre en la alcantarilla, la cual funciona como un canal de pendiente suave en régimen subcrítico, con caída libre en la salida, por lo que se tendrá tirante crítico en la sección de salida.	
6	$\frac{h_1 - z}{D} < 1.5$ $h_4 > h_c$ $h_4 < D$	*Se tienen condiciones de flujo a superficie libre en la alcantarilla, la cual funciona en régimen subcrítico sin alcanzar el tirante crítico en ninguna sección.	

Fuente: (Lorenzo et al., 2009)

Las variables consideradas en el Cuadro 4.5-3 son:

D = Dimensión vertical máxima de la alcantarilla (diámetro o altura).

h_1 = Tirante en la sección de entrada.

h_3 = Tirante en la sección aguas abajo de la alcantarilla.

h_4 = Tirante en la sección de salida.

y_c = Tirante crítico.

z = Elevación de la entrada de la alcantarilla relativa a la salida.

L = Longitud de la alcantarilla.

S_o = Pendiente transversal de la alcantarilla.

S_c = Pendiente crítica.

4.5.3.3 Procedimiento de cálculo

Antes de proceder con el cálculo hidráulico de las alcantarillas, se definen los

siguientes aspectos:

- ✓ Si el caudal de diseño es menor a 3 m³/s, la sección de la alcantarilla será circular, caso contrario, cuadrada (cajón).
- ✓ El diámetro o altura mínima de la alcantarilla será de 1200 mm por recomendación del MTOP, obedeciendo a condiciones de control y mantenimiento.
- ✓ Las alcantarillas de sección circular tendrán al ármico como el material de su composición. Las alcantarillas de sección cuadrada serán de concreto.
- ✓ Las pendientes transversales de las alcantarillas serán estimadas entre 0.5 y 5%, a través de las secciones transversales generadas con el programa Autocad Civil 3d.
- ✓ Se comprueban las dimensiones de la sección mediante el criterio de velocidad máxima permisible, no erosiva, en alcantarillas: 4.5 m/s para el presente proyecto.

El cálculo hidráulico de alcantarillas conlleva el siguiente algoritmo:

1. Definida la sección, se procede a la determinación del tirante crítico y_c mediante las respectivas expresiones (Chow, 2004):

Sección circular

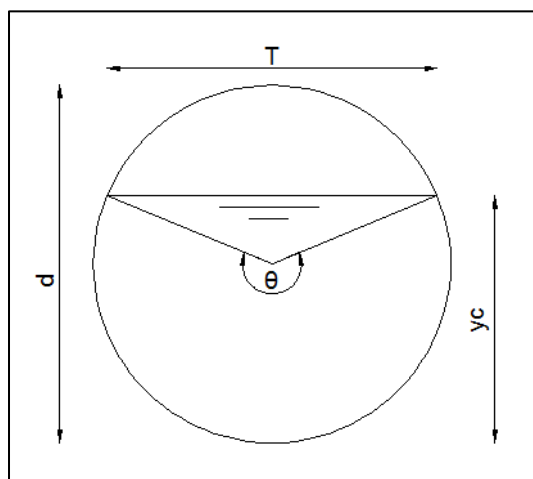


Figura 4.5-5 Elementos geométricos en una alcantarilla de sección circular.

$$\theta = 2 * \cos^{-1} \left(1 - \frac{2 * y_c}{d} \right)$$

$$A_c = \frac{d^2}{8} * (\theta - \sin \theta)$$

$$P_c = 0.5 * d * \theta$$

$$T = \theta * \sin(\theta/2)$$

$$V = Q/A_c$$

$$S_c = \left[n * V / (A_c/P_c)^{2/3} \right]^2$$

$$D = \frac{d}{8} * \left[\frac{\theta - \sin \theta}{\sin(\theta/2)} \right]$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * D}}$$

Sección cuadrada (cajón)

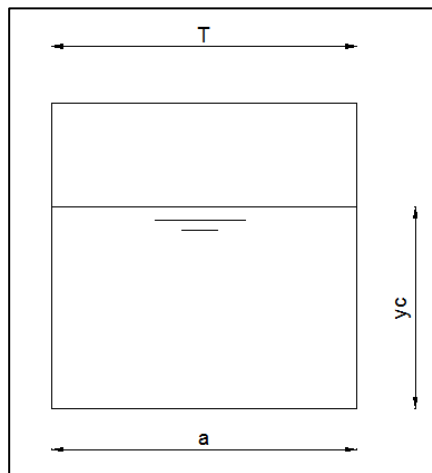


Figura 4.5-6 Elementos geométricos en una alcantarilla de sección cuadrada.

$$A_c = a * y_c$$

$$P_c = a + (2 * y_c)$$

$$V = Q/A_c$$

$$S_c = \left[n * V / (A_c/P_c)^{2/3} \right]^2$$

$$F_r = \frac{V}{\sqrt{g * y_c}}$$



Dónde:

θ = Ángulo de pendiente longitudinal.

d = Diámetro de la alcantarilla.

A_c = Área crítica.

P_c = Perímetro crítico.

Q = Caudal de diseño.

T = Ancho superficial.

V = Velocidad del flujo en el conducto.

S_c = Pendiente crítica.

a = Ancho de la alcantarilla de sección cuadrada.

D = Profundidad hidráulica.

F_r = Número de Froude. Debe ser igual a la unidad para proceder a la obtención del calado crítico.

2. Se determina la carga hidráulica aguas arriba H_e , suponiendo que la alcantarilla tiene control de entrada. Para el efecto, H_e puede ser calculado a través de nomogramas o mediante el uso de la fórmula analítica propuesta por la Federal Highway Administration [FHWA].

Con fin de obtener resultados con la mejor precisión y exactitud posibles, se emplea la fórmula de la FHWA, dada por la siguiente expresión (MOP, 2002):

$$H_e = [a + b(ZF) + c(ZF)^2 + d(ZF)^3 + e(ZF)^4 + f(ZF)^5 - 0.5i] * D$$

Dónde:

H_e = Carga a la entrada (m).

a, b, c, d, e, f = Coeficientes de regresión.

$F = \text{Caudal}/D^{5/2}$ en alcantarillas circulares, ó $\text{Caudal}/(B * D^{3/2})$ en

alcantarillas cuadradas.

D = Altura (cuadrada) o diámetro (circular) de la alcantarilla, en metros.

B = Ancho de la alcantarilla cuadrada, en metros.

i = Pendiente longitudinal (m/m).

Z = Factor de conversión para unidades métricas ~ 1.81130889

Los coeficientes de regresión son tomados del Cuadro 4.5-4. Los códigos 4 y 7 son los empleados en el proyecto, para el caso de alcantarillas circulares y cuadradas, respectivamente.

Cuadro 4.5-4 Coeficientes de regresión para el cálculo de la carga hidráulica H_e , en alcantarillas con control de entrada.

Descripción según tipo de obra	Código	a	b	c	d	e	f
Alcantarilla circular de concreto, aristas vivas. Muro Frontal, alas $33 \leq \beta \leq 83^\circ$	1	0.879	0.707	-0.253	0.067	-0.007	0.0003
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, muro frontal, alas $33 \leq \beta \leq 83^\circ$	2	0.114	0.654	-0.234	0.06	-0.006	0.0002
Alcantarilla circular de concreto, aristas ranuradas, tubo prolongado (sin muro ni alas)	3	0.109	0.662	-0.234	0.058	-0.006	0.0002
Alcantarilla circular de acero corrugado, muro frontal, alas $33 \leq \beta \leq 83^\circ$	4	0.167	0.539	-0.149	0.039	-0.003	0.0001
Alcantarilla circular de acero corrugado, tubo cortado a bisel (sin alas)	5	0.107	0.758	-0.362	0.123	-0.016	0.0008
Alcantarilla circular de acero corrugado, tubo prolongado (sin muros ni alas)	6	0.187	0.568	-0.157	0.045	-0.003	0.0001
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas $33 \leq \beta \leq 83^\circ$	7	0.072	0.507	-0.117	0.022	-0.001	0.0001
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas $\beta = 17 \text{ ó } 100^\circ$	8	0.122	0.505	-0.109	0.021	-0.001	0.0001
Alcantarilla de cajón, aristas vivas, muro frontal, alas con $\beta = 0^\circ$	9	0.144	0.461	-0.092	0.02	-0.001	0.0001
Alcantarilla de cajón, aristas biseladas, muro frontal, alas 50°	10	0.157	0.399	-0.064	0.011	-0.0006	0.0001

Fuente: (MOP, 2002)

- La condición de control a la salida es función de las condiciones aguas abajo y de las características de la alcantarilla, como: longitud, pendiente,

entre otros.

Si se plantea la ecuación de la energía entre las secciones de entrada y salida del conducto, resulta una ecuación general del tipo (Alonso, 2005):

$$H_e = H + H_s - (L * S_o)$$

Siendo:

$$H = h_v + h_e + h_f$$

$$h_v = V^2 / 2g$$

$$h_e = K_e * h_v$$

$$h_f = \frac{L * (V * n)^2}{R^{4/3}}$$

Dónde:

h_e, h_v, h_f = Pérdidas locales y por fricción generadas en la alcantarilla (m).

H_e = Carga a la entrada, con condición de control a la salida (m).

H = Suma de las pérdidas consideradas en la alcantarilla (m).

$H_s = h_4$ = Carga a la salida del conducto (m). Para su estimación, se realiza el promedio entre la altura crítica y el diámetro o altura de la alcantarilla (Alonso, 2005).

L = Longitud de la alcantarilla (m).

S_o = Pendiente de la alcantarilla (m/m).

V = Velocidad del flujo en la alcantarilla (m/s).

g = Aceleración de la gravedad $\sim 9.81 \text{ m/s}^2$

R = Radio hidráulico (m).

n = Coeficiente de rugosidad de Manning = 0.024 para ármico y 0.014 para concreto (Chow, 2004).

K_e = Coeficiente de pérdida de carga por la entrada. Los valores a estimar constan en el Cuadro 4.5-5, considerando para el proyecto: Tubos

circulares de metal corrugado con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo, con muros de alas y aristas biseladas (0.2); y alcantarillas de cajón en hormigón armado, con muro de cabecera paralelo al terraplén y bordes del dintel con aristas biseladas (0.5).

Cuadro 4.5-5 Valores para el coeficiente de pérdida de carga por la entrada K_e .

Tipo de estructura y características de la entrada	K_e
1. Tubos de Hormigón	
Conducto prolongado fuera del terraplén	
*arista ranurada	0.2
*arista viva	0.5
Con muro de cabecera con o sin muros de ala	
*arista ranurada	0.2
*arista viva	0.5
*arista redondeada ($r = 1/12 D$)	0.2
*arista biselada	0.2
2. Tubos circulares de Metal Corrugado	
Conducto prolongado fuera del terraplén	
*sin muro de cabecera	0.9
*con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo sin o con muros de alas y aristas vivas.	0.5
*con muro de cabecera perpendicular al eje del tubo sin o con muros de alas y aristas biseladas.	0.2
3. Alcantarillas de Cajón en Hormigón Armado con Muro de Cabecera Paralelo al Terraplén	
*Sin muros de ala, y	0.5
*bordes de aristas vivas	
*bordes aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas	0.2
*Con muros de ala formando ángulos entre 30° y 75° con el eje del conducto	0.4
*bordes de aristas vivas	0.2
*bordes del dintel con aristas redondeadas ($r = 1/12 D$) o biseladas	0.5
*Con muros de ala formando ángulos entre 10° y 25° con el eje del conducto, y aristas vivas	0.7
*Con muros de ala paralelos y aristas vivas en el dintel	0.1
*Con muros de ala alabeados y aristas redondeadas ($r = 1/4 D$) en el dintel	

Fuente: (MOP, 2002)

- Se comparan los valores de H_e obtenidos con la fórmula de la FHWA y cuando se considera condición de control a la salida. Se escoge el mayor y

se asume $He = h1$ para propósitos de verificar los parámetros de cada tipo de flujo, expuestos en el Cuadro 4.5-3 (Alonso, 2005).

5. Finalmente, se determina un tipo de flujo para la alcantarilla, una vez cumplidas las condiciones establecidas en el Cuadro 4.5-3, para cada caso en particular.

4.6 Obras de drenaje de arte mayor: Puente

4.6.1 Localización

Como se mencionó en el apartado 4.5.1, en la abscisa 21+980.00 Km se requiere diseñar una obra de drenaje de arte mayor, por la presencia de un cruce entre el Río Chacayacu y la vía de estudio.

El valor referente al área de la cuenca hidrográfica para el punto en mención, obtenida con el programa ArcGis, como se ilustra en la Figura 4.6-1, refleja un valor que supera las 160 Ha, que como se señaló, es el valor máximo hasta el cual el Método Racional puede ser considerado como el idóneo para el cálculo del caudal de una estructura de drenaje.

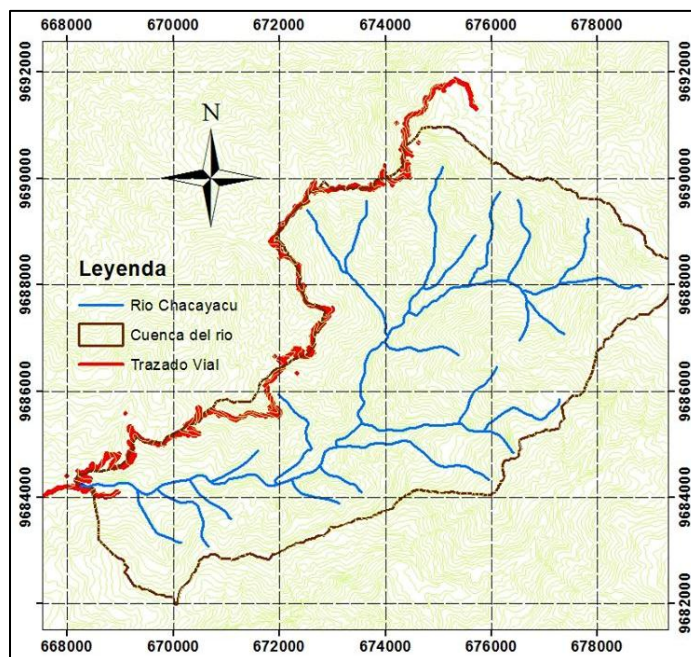


Figura 4.6-1 Cuenca hidrográfica correspondiente a la abscisa del puente sobre el Río Chacayacu.

DATUM WGS-84

El Servicio de Conservación de Recursos Naturales de los Estados Unidos, originalmente llamado Servicio de Conservación de Suelos [SCS], plantea una metodología para el análisis hidrológico en cuencas de drenaje grandes y pequeñas (NRCS, 1972).

4.6.2 Método SCS

Es un método que para efectos del proyecto va enlazado con el software HEC-HMS y requiere de algunos parámetros para estimar de manera conjunta, caudales de altos períodos de recurrencia aplicados a obras de gran importancia.

Es conocido también como Método de Número de Curva [CN], siendo empleado para calcular la precipitación efectiva como una función de la lluvia acumulada, condiciones de humedad, cobertura y usos del suelo.

4.6.2.1 Formulación del método

Para la tormenta como un todo, la altura de precipitación efectiva o escorrentía directa P_e , es siempre menor o igual a la profundidad de precipitación P ; de manera similar, después de que la escorrentía se inicia, la profundidad adicional del agua retenida en la cuenca F_a , es menor o igual a alguna retención potencial máxima S ; como se muestra en la Figura 4.6-2.

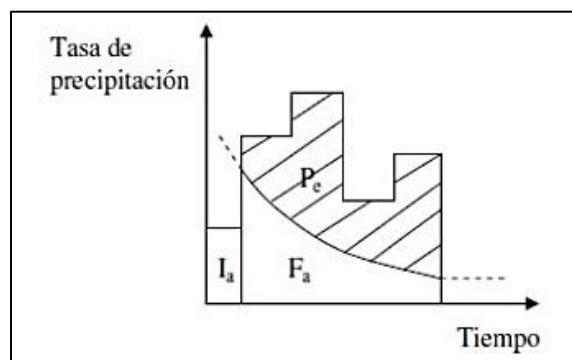


Figura 4.6-2 Variables que intervienen en el desarrollo del Método SCS.

Fuente: (Cahuana & Yugar, 2009)

Existe una cierta cantidad de precipitación I_a (abstracción inicial antes del encharcamiento) para la cual no ocurrirá escorrentía, luego de eso, la escorrentía potencial es la diferencia entre P e I_a . La ecuación básica para el cálculo de la profundidad de exceso de precipitación o escorrentía directa de una tormenta utilizando el método SCS es (NRCS, 1972):

$$P_e = Q = \frac{(P - I_a)^2}{P - I_a + S}$$

Siendo:

$$I_a = 0.2 * S$$

$$S = 254 * \left(\frac{100}{CN} - 1 \right)$$

Dónde:

$P_e = Q$ = Exceso de precipitación o escorrentía directa (mm).

P = Profundidad del evento de precipitación (mm).

I_a = Abstracción inicial (mm).

S = Retención potencial máxima (mm).

CN = Número de curva.

4.6.2.2 Parámetros que considera el método

Condiciones de humedad antecedente [AMC].- Se agrupan en tres condiciones básicas, dependiendo de la precipitación total en los cinco días previos a la tormenta, como se detalla en el Cuadro 4.6-1.

Cuadro 4.6-1 Rangos para la clasificación de las condiciones de humedad antecedente.

	Lluvia antecedente total de 5 días (cm)	
Grupo AMC	Estación inactiva (seca)	Estación activa (de crecimiento)
I	< 1.27	< 3.56
II	1.27 - 2.79	3.56 - 5.33
III	sobre 2.79	sobre 5.33

Fuente: (NRCS, 1972)

El AMCI considera al suelo seco, el AMCII a suelos humedecidos mientras que el AMCIII a suelos completamente saturados. En el proyecto se adopta las condiciones del tipo AMCII.



Grupo hidrológico del suelo.- Para el método presentado, los números de curva han sido tabulados en base al uso y tipo del suelo. En función al tipo del suelo, se definen cuatro grupos, como se detalla en el Cuadro 4.6-2 (NRCS, 1972).

Cuadro 4.6-2 Método SCS. Grupos hidrológicos del suelo.

Grupo hidrológico del suelo	Potencial de escorrentía	Infiltración cuando la tierra está húmeda	Suelos típicos
A	Escaso	Alta	Arenas y grava excesivamente drenadas
B	Moderado	Moderada	Texturas medias
C	Medio	Lenta	Textura fina o suelos con una capa que impide el drenaje hacia abajo
D	Elevado	Muy lenta	Suelos de arcillas hinchadas o compactas o suelos poco profundos sobre capas impermeables

Fuente: (NRCS, 1972)

A través de la información obtenida del portal del IGM se pudo determinar con ayuda de ArcGis, un mapa que exhibe los diferentes usos que presenta el suelo referente a la zona considerada para la implantación del puente, Figura 4.6-3. Éstos son:

- ✓ 50% pasto cultivado - 50% vegetación arbustiva.
- ✓ 70% bosque intervenido - 30% pasto cultivado.
- ✓ Bosque natural.
- ✓ Páramo.

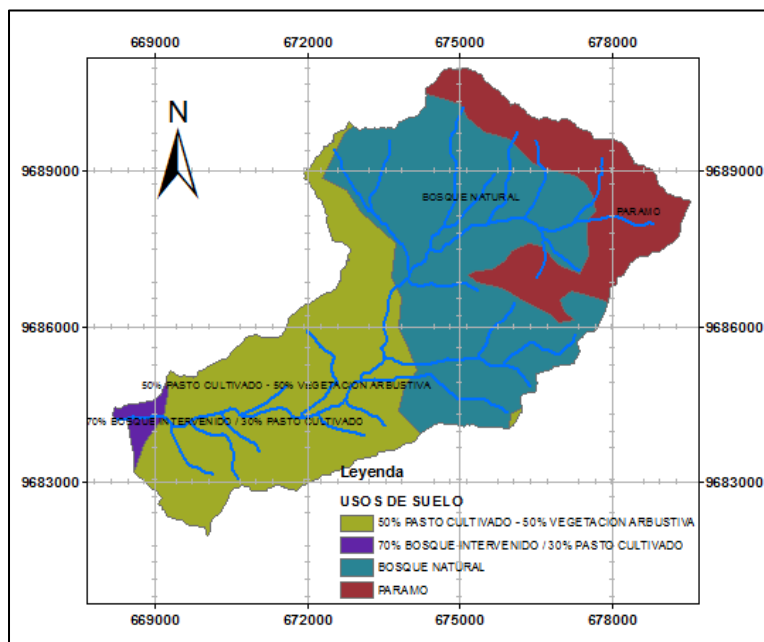


Figura 4.6-3 Usos del suelo referentes a la zona de implantación del puente.
DATUM WGS-84

De la adecuada estimación del uso del suelo, depende mantener un cierto rango de seguridad en la obtención de los caudales de diseño.

Número de Curva [CN].- Investigaciones prácticas han acordado que los CN son función de tres factores: grupo hidrológico del suelo, cobertura y condiciones hidrológicas. Para el proyecto se estimará CN tomando en cuenta: usos del suelo establecidos, condiciones hidrológicas deficientes y grupo hidrológico B, a partir del Cuadro 4.6-3.

Cuadro 4.6-3 Números de curva de escorrentía para complejos hidrológicos suelo-cubierta, para las condiciones de una cuenca AMCII e $I_a = 0.2^*S$.

Uso de tierra o cubierta	Tratamiento o Práctica	Condiciones hidrológicas	Grupo hidrológico			
			A	B	C	D
Barbecho	en surco	deficientes	77	86	91	94
Cultivos en Líneas	en surco	deficientes	72	81	88	91
	en surco	buenas	67	78	85	89
	en fajas a nivel	deficientes	70	79	81	88
	en fajas a nivel	buenas	65	75	82	86
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	66	74	80	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	62	71	78	81
Cereales	en surco	deficientes	65	76	84	88
	en surco	buenas	63	75	83	87
	en fajas a nivel	deficientes	63	74	82	85
	en fajas a nivel	buenas	61	73	81	85
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	61	72	79	82
	en fajas a nivel & terreno	buenas	59	70	78	81
Leguminosa muy densa o praderas en rotación	en surco	deficientes	66	77	85	89
	en surco	buenas	58	72	81	85
	en fajas a nivel	deficientes	64	75	83	85
	en fajas a nivel	buenas	55	69	78	83
	en fajas a nivel & terreno	deficientes	63	73	80	83
	en fajas a nivel & terreno	buenas	51	67	76	80
Pastos		deficientes	68	79	86	89
		regulares	49	69	79	84
		buenas	39	61	74	80
	en faja a nivel	deficientes	47	67	81	88
	en faja a nivel	regulares	25	59	75	83
	en faja a nivel	buenas	6	35	70	79
Praderas (permanentes)		buenas	30	58	71	78
Bosques		deficientes	45	66	77	83
		regulares	36	60	73	79
		buenas	25	55	70	77
Granjas			59	74	82	86
Carreteras sin afirmar			72	82	87	89
Carreteras afirmadas			74	84	90	92

Fuente: (NRCS, 1972)

Hietograma de diseño.- Representa la distribución temporal de la intensidad o de la profundidad de una distribución a lo largo de la duración del episodio tormentoso. El método de los bloques alternos usado en el proyecto, permite obtener hietogramas a partir de curvas IDF, con el fin de representar la repartición

de la precipitación en una serie de intervalos transitorios a lo largo del tiempo en el que dura la lluvia (Sánchez San Román, 2012).

Hidrograma Unitario.- Es el hidrograma de escorrentía directa que se produciría en la salida de la cuenca si sobre ella se produjera una precipitación neta unitaria de una duración determinada. Esa precipitación debe producirse con intensidad constante a lo largo del período considerado y ser repartida homogéneamente en toda la superficie de la cuenca (Sánchez San Román, 2012).

Caudal Base.- Es un parámetro requerido por HEC-HMS, cuyo valor es estimado en función del tamaño de la cuenca hidrográfica de aporte.

Impermeabilidad.- Se recomiendan valores entre el 2 y 8%, considerando que su apreciación influye en el caudal pico obtenido.

Pendiente media.- Determinada mediante un promedio de las pendientes presentes a lo largo de la cuenca hidrográfica. Para el efecto, se usa la Figura 4.6-4, generada con ArcGis.

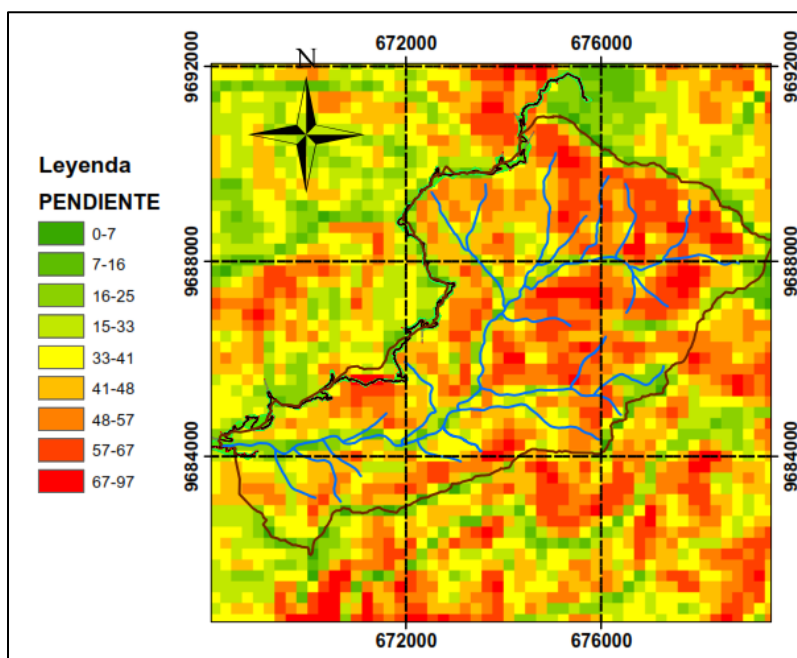


Figura 4.6-4 Rango de pendientes en la cuenca hidrográfica del puente.
DATUM WGS-84

Tiempo de retardo.- Es el tiempo transcurrido desde el centro de gravedad del hietograma de precipitación neta hasta la punta del hidrograma. (Sánchez San Román, 2011) Se calcula mediante la expresión:



$$tr = 2.857 * L^{0.8} * [(1000/CN) - 9]^{0.7} / (1900 * H)^{0.5}$$

Dónde:

tr = Tiempo de retardo (h).

L = Longitud del cauce del río (m).

CN = Número de curva debido al escurrimiento.

H = Pendiente media de la cuenca (%).

4.6.3 Modelización en HEC-HMS

El Sistema de Modelización Hidrológica HEC-HMS está diseñado para simular los procesos hidrológicos completos de sistemas de cuencas dendríticas²³. El software incluye muchos procedimientos de análisis hidrológico tradicionales, como la infiltración de eventos, hidrogramas unitarios y el enrutamiento hidrológico (Scharffenberg & Fleming, 2010). La Figura 4.6-5 muestra una ventana típica para modelación en HMS.

Para el proyecto, el propósito de la modelización es obtener un hidrograma final junto al valor del caudal de diseño para la obra de drenaje de arte mayor, ingresando para el efecto, la información disponible y necesaria sobre la cuenca hidrográfica respectiva, esto es, los parámetros considerados en el apartado anterior, junto al correspondiente hietograma de diseño.

23 Cuenca hidrográfica donde los afluentes del río principal de la red de drenaje son equivalentes a cada uno de los dedos de la mano.

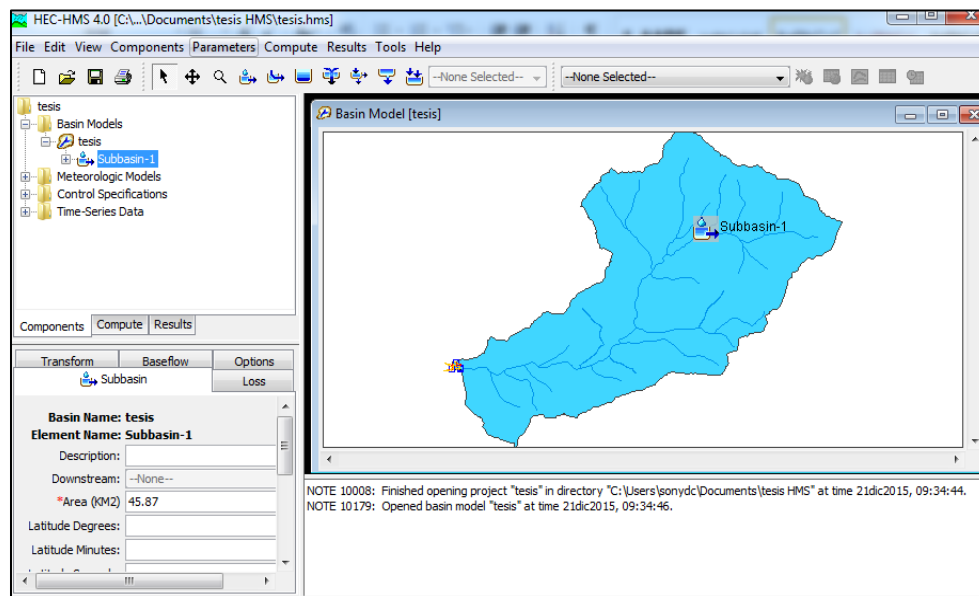


Figura 4.6-5 Entorno del modelo HMS concerniente a la cuenca hidrográfica del puente.

4.6.4 Modelización en HEC-RAS

HEC-RAS es un programa de modelización hidráulica unidimensional compuesto por 4 tipos de análisis en ríos (Brunner, 2010):

- ✓ Modelización de flujo en régimen permanente.
- ✓ Modelización de flujo en régimen no permanente.
- ✓ Modelización del transporte de sedimentos.
- ✓ Análisis de calidad de aguas.

Es empleado para simular flujos en cauces naturales o canales artificiales y determinar el nivel del agua, siendo idóneo para realizar estudios y establecer la presencia de zonas inundables (MOPC, 2009).

Para la aplicación del modelo se definen: 2 perfiles transversales del cauce aguas abajo más 1 perfil en la vía (implantación), guardando entre éstos una distancia de 15 m, y 11 perfiles aguas arriba del cauce, con una separación de 20 m, como se muestra en la Figura 4.6-6.

Los perfiles ingresados constan en el Anexo B.

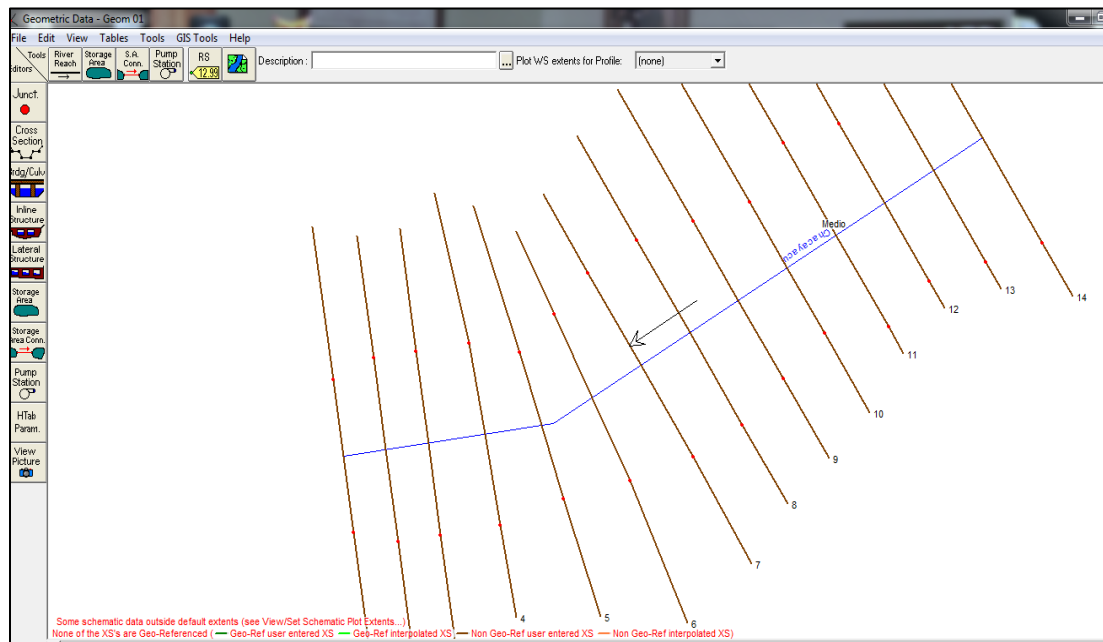


Figura 4.6-6 Vista en planta del río a modelar y trazado de secciones en HEC-RAS.

Entre las secciones antes y después de la carretera hay al menos 265 m para modelar. La pendiente se define según la variación de la cota de fondo, obteniendo un valor del 8% con ayuda de Autocad Civil 3d.

La rugosidad de Manning (n) para cauces naturales, mediante la expresión de Strickler, da como resultado (Marbello, 2005):

$$n = 0.047d^{1/6}$$

$$n = 0.047(d_{50})^{1/6}$$

$$n = 0.047(0.2)^{1/6} = 0.0359$$

Para la expresión, se considera un $d_{50} = 0.2$ m, por ser un diámetro característico de las partículas del fondo en ríos de montaña, con una pendiente apreciable del curso del río y lecho gravoso-arenoso; y por guardar cierta similitud con el Río Bitterroot en Estados Unidos, cuyo $d_{50} = 0.172$ m y su rugosidad es $n = 0.036$ (Harry & Barnes, 1969).

Sin embargo, la estimación para d_{50} debería ser sometida a ensayos mediante muestras obtenidas del fondo del cauce.

Adicionalmente se estima un $n = 0.06$, aproximadamente el doble del valor

obtenido, para la rugosidad correspondiente a los márgenes del río.

La modelización de flujo usada corresponde a la de flujo no estacionario con régimen mixto (modelización no permanente).

4.6.5 Método de Lischtván-Levediev

Es un método para el cálculo de la socavación general, que se fundamenta en el equilibrio que debe existir entre la velocidad media real de la corriente V_r y la velocidad media erosiva V_e , siendo esta última, la velocidad mínima que mantiene un movimiento generalizado del material del fondo, mas no la que da inicio al movimiento de partículas en suelos sueltos. Cuando el suelo es cohesivo, esta velocidad es capaz de levantar y poner al sedimento en suspensión.

V_e depende de las características del sedimento de fondo y de la profundidad del agua. V_r depende de las características del río, como pendiente, rugosidad y profundidad del agua (MTC, 2008).

La hipótesis fundamental del método es suponer que el caudal unitario correspondiente a cada una de las franjas elementales en que se divide una sección del cauce natural, permanece constante durante el proceso erosivo, como lo ilustra la Figura 4.6-7.

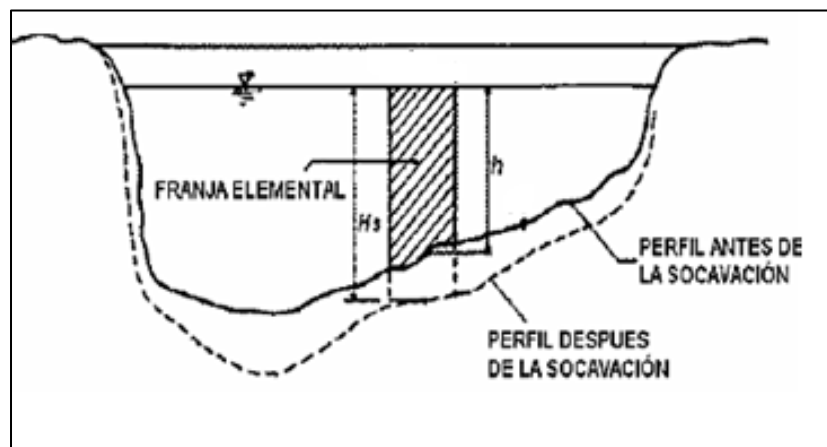


Figura 4.6-7 Sección transversal de un cauce a considerar en el estudio de la socavación.

Fuente: (MTC, 2008)

Este método puede aplicarse para casos de cauces definidos o no, materiales de fondo cohesivos o friccionantes y para condiciones de distribución de los materiales del fondo del cauce homogéneo o heterogéneo.

Para suelos granulares, se tiene la siguiente ecuación (MTC, 2008):

$$H_s = \left[\frac{\alpha * h^{5/3}}{0.68 * \beta * \mu * \varphi * D_m^{0.28}} \right]^{1/(1+z)}$$

Mientras que para suelos cohesivos se tiene (MTC, 2008):

$$H_s = \left[\frac{\alpha * h^{5/3}}{0.60 * \beta * \mu * \varphi * \gamma_s^{1.18}} \right]^{1/(1+x)}$$

Dónde:

α = Coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

β = Coeficiente de frecuencia, dado por:

$$\beta = 0.7929 + 0.0973 \log(TR)$$

D_m = Diámetro medio de las partículas del material granular (mm).

z = Exponente variable en función del diámetro medio de la partícula.

γ_s = Peso específico de la muestra agua sedimento (T/m³).

x = Exponente variable que depende del peso volumétrico del material cohesivo seco.

φ = Factor de corrección por forma de transporte de sedimentos, dado por:

$$\varphi = -0.54 + 1.5143 \gamma_s \quad \text{Si } \gamma_s > 1 \text{ T/m}^3$$

μ = Factor de corrección por contracción del cauce.

h = Calado de agua.

H_s = Altura de Socavación.

La mayoría de las variables (β, x, μ) adoptan valores contenidos en diferentes cuadros, que no figuran en este documento, ya que las expresiones citadas forman parte de la literatura pero no serán usadas para el cálculo de la socavación general.

En base a la hipótesis fundamental del método y considerando para el proyecto un lecho gravoso-arenoso, con densidad del agua invariable y para un período de retorno de 100 años, se tiene la siguiente ecuación simplificada de Lischvan-



Levediev (Coello, 2014):

$$h_{cj} = \left[\frac{q_j}{4.7 * D^{0.28}} \right]^{0.71}$$

Dónde:

h_{cj} = Profundidad luego de la erosión vertical en una subsección j (m).

q_j = Caudal por unidad de ancho asociado a una franja j (m³/s/m).

D = Diámetro característico de las partículas que componen el fondo, asumida a d_{50} (m).

Este análisis se realiza, una vez definida la sección de emplazamiento del puente y obtenido los resultados generales mediante modelización con HEC-RAS.

CAPÍTULO 5. RESULTADOS

5.1 Precipitaciones de diseño

5.1.1 Calidad en la información

Con ayuda del sitio web Alcula (calculadora estadística), se determinaron los Diagramas de Caja para las estaciones consideradas en el proyecto. En la parte izquierda de la Figura 5.1-1, se presentan dos puntos dispersos, uno atípico y otro extremo, concernientes a los datos de la estación El Labrado. Esto se justifica en cierta manera, por la discrepancia encontrada en la recopilación de la información entre los anuarios meteorológicos físicos y digitales del INAMHI, que fue expuesto en el apartado 3.5. La parte derecha de la Figura 5.1-1 corresponde al Diagrama de Caja de la estación de Santa Isabel, es un esquema aceptable, al no presentar dispersión.

Con ello se da por aceptada la información obtenida para proceder al análisis estadístico.

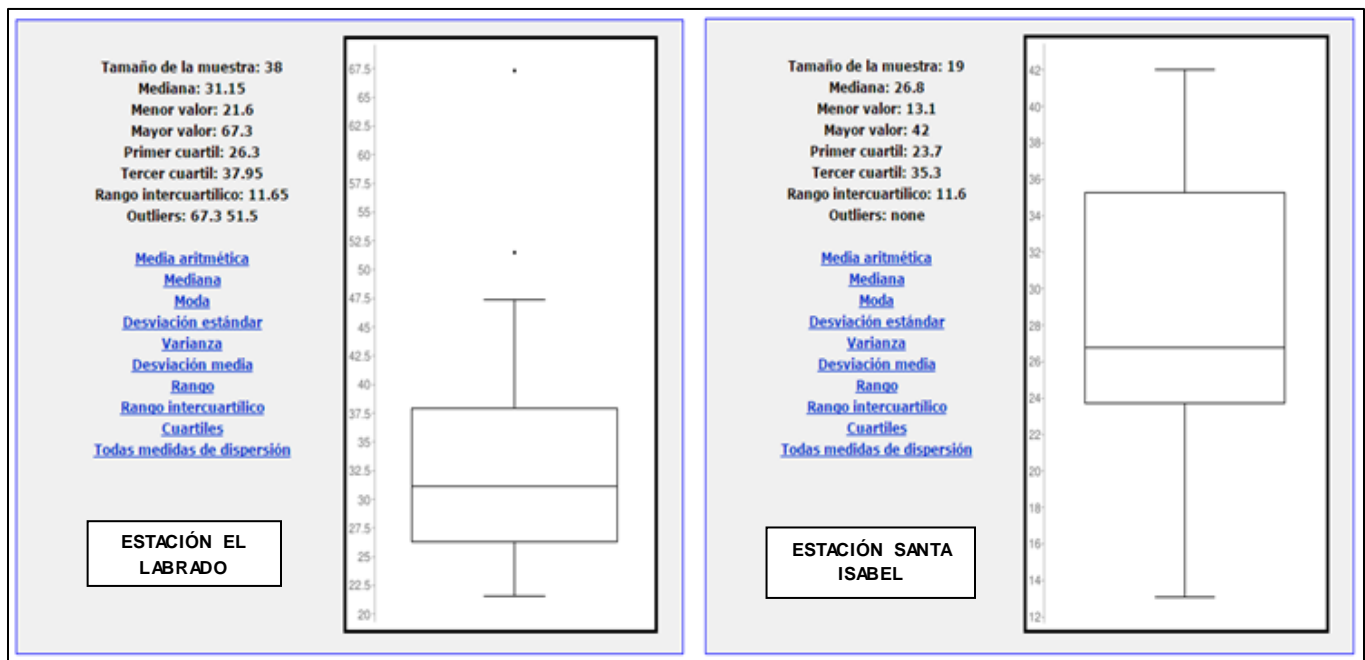


Figura 5.1-1 Diagramas de Caja de las estaciones El Labrado y Santa Isabel.

5.1.2 Bondad de ajuste y análisis de frecuencias

Los resultados de la aplicación del Test de Kolmogorov-Smirnov a los datos que constan en el Cuadro 3.3-1, se resumen en el Cuadro 5.1-2 y Cuadro 5.1-3. Los



parámetros de escala y ubicación requeridos por el test y la Distribución de Gumbel, se presentan en el Cuadro 5.1-1.

Cuadro 5.1-1 Parámetros para la aplicación del Test de Kolmogorov-Smirnov y Distribución de Gumbel.

Estación	Parámetros	
	α	u
El Labrado	7.394	28.748
Santa Isabel	6.280	25.107

Cuadro 5.1-2 Test de Kolmogorov-Smirnov aplicado a los datos de la estación El Labrado.

#	x	Fn (x)	y	F(x)	Fn(x) - F(x)
1	21.60	0.0256	-0.9667	0.0721	0.0465
2	21.80	0.0513	-0.9396	0.0774	0.0261
3	22.30	0.0769	-0.8720	0.0915	0.0146
4	22.70	0.1026	-0.8179	0.1038	0.0012
5	23.50	0.1282	-0.7097	0.1309	0.0027
6	23.70	0.1538	-0.6827	0.1382	0.0157
7	24.00	0.1795	-0.6421	0.1495	0.0300
8	24.50	0.2051	-0.5745	0.1693	0.0358
9	25.40	0.2308	-0.4528	0.2075	0.0233
10	26.60	0.2564	-0.2905	0.2626	0.0062
11	26.70	0.2821	-0.2769	0.2674	0.0147
12	27.20	0.3077	-0.2093	0.2915	0.0162
13	28.00	0.3333	-0.1011	0.3307	0.0026
14	28.40	0.3590	-0.0470	0.3506	0.0084
15	29.10	0.3846	0.0476	0.3854	0.0008
16	29.10	0.4103	0.0476	0.3854	0.0249
17	30.30	0.4359	0.2099	0.4446	0.0087
18	30.40	0.4615	0.2234	0.4494	0.0121
19	30.80	0.4872	0.2775	0.4688	0.0184
20	31.50	0.5128	0.3722	0.5020	0.0108
21	32.20	0.5385	0.4669	0.5342	0.0042
22	33.40	0.5641	0.6292	0.5868	0.0227
23	33.50	0.5897	0.6427	0.5910	0.0013
24	33.60	0.6154	0.6562	0.5952	0.0202
25	34.10	0.6410	0.7238	0.6158	0.0253
26	34.40	0.6667	0.7644	0.6278	0.0389
27	35.00	0.6923	0.8455	0.6509	0.0414

#	x	Fn (x)	y	F(x)	Fn(x) - F(x)
28	36.70	0.7179	1.0755	0.7110	0.0070
29	37.60	0.7436	1.1972	0.7393	0.0043
30	39.00	0.7692	1.3865	0.7788	0.0096
31	39.70	0.7949	1.4812	0.7966	0.0018
32	40.40	0.8205	1.5758	0.8132	0.0074
33	43.20	0.8462	1.9545	0.8679	0.0218
34	43.40	0.8718	1.9816	0.8712	0.0006
35	44.60	0.8974	2.1438	0.8894	0.0080
36	47.40	0.9231	2.5225	0.9229	0.0002
37	51.50	0.9487	3.0770	0.9549	0.0062
38	67.30	0.9744	5.2138	0.9946	0.0202

Cuadro 5.1-3 Test de Kolmogorov-Smirnov aplicado a los datos de la estación Santa Isabel.

#	x	Fn (x)	y	F(x)	Fn(x) - F(x)
1	13.10	0.0500	-1.9120	0.0012	0.0488
2	19.20	0.1000	-0.9406	0.0772	0.0228
3	21.40	0.1500	-0.5903	0.1646	0.0146
4	22.60	0.2000	-0.3992	0.2252	0.0252
5	23.70	0.2500	-0.2240	0.2862	0.0362
6	24.00	0.3000	-0.1763	0.3034	0.0034
7	24.00	0.3500	-0.1763	0.3034	0.0466
8	25.60	0.4000	0.0785	0.3967	0.0033
9	26.40	0.4500	0.2059	0.4431	0.0069
10	26.80	0.5000	0.2696	0.4660	0.0340
11	27.80	0.5500	0.4289	0.5214	0.0286
12	29.20	0.6000	0.6518	0.5939	0.0061
13	30.60	0.6500	0.8747	0.6590	0.0090
14	33.20	0.7000	1.2887	0.7591	0.0591
15	35.30	0.7500	1.6231	0.8210	0.0710
16	38.90	0.8000	2.1964	0.8948	0.0948
17	40.20	0.8500	2.4034	0.9136	0.0636
18	41.90	0.9000	2.6741	0.9334	0.0334
19	42.00	0.9500	2.6900	0.9344	0.0156

Estimando un valor para Dt con un 95% de confiabilidad en el Cuadro 4.2-1, se pudo determinar que los datos de las dos estaciones validan la condición planteada por el test, de aceptar la hipótesis nula, tal como lo refleja el Cuadro 5.1-

4.

Cuadro 5.1-4 Aceptación de la hipótesis nula que plantea el Test de Kolmogorov-Smirnov.

	El Labrado	Santa Isabel
<i>D</i>	0.0465	0.0948
<i>% Confiabilidad</i>	95	95
<i>n</i>	38	19
<i>Dt</i>	0.2150	0.3010
<i>D < Dt</i>	Cumple	Cumple

Una vez validado el test, se procede a asociar una precipitación de diseño con su respectiva probabilidad de ocurrencia, a diferentes períodos de retorno, mediante la Distribución de Gumbel, como se detalla en el Cuadro 5.1-5.

Cuadro 5.1-5 Análisis de Gumbel para precipitaciones extremas (mm).

Estación	Parámetros		TR (años)	f (X)	X (mm)	Prob
El Labrado	\bar{x}	33.016	2	0.500	31.458	0.500
	Máximo	67.300	5	0.800	39.839	0.200
	Mínimo	21.600	10	0.900	45.388	0.100
	s	9.484	25	0.960	52.399	0.040
	α	7.394	50	0.980	57.600	0.020
	u	28.748	100	0.990	62.763	0.010
Santa Isabel	\bar{x}	28.732	2	0.500	27.408	0.500
	Máximo	42.000	5	0.800	34.526	0.200
	Mínimo	13.100	10	0.900	39.239	0.100
	s	8.054	25	0.960	45.193	0.040
	α	6.280	50	0.980	49.611	0.020
	u	25.107	100	0.990	53.995	0.010

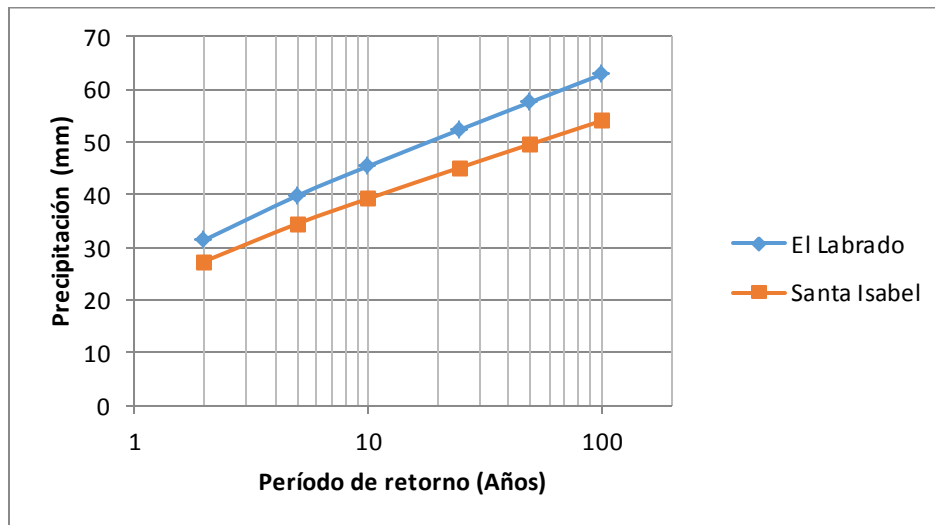


Figura 5.1-2 Ajuste de Gumbel para precipitaciones extremas (mm).

De la Figura 5.1-2 se puede mencionar que la estación El Labrado al disponer de una serie larga y confiable de información, por cuestiones de seguridad en los resultados, debería ser considerada como la estación representativa del proyecto. Sin embargo se incluye a la estación Santa Isabel por la diferencia climatológica y regional existente en la zona de influencia del proyecto, asegurando con ello, valores razonables concernientes a las precipitaciones de diseño para los períodos de retorno a considerar.

5.2 Diseño de Cunetas

Las cunetas de la vía son de concreto simple ($f'c = 180 \text{ kg/cm}^2$) con el propósito de evitar una posible erosión del suelo. La precipitación de diseño posee una duración de 5 minutos y un período de retorno de 25 años. Las intensidades diarias Id_{TR} para el TR considerado, a más de los parámetros requeridos en el diseño, se exhiben en el Cuadro 5.2-1.

Cuadro 5.2-1 Parámetros requeridos para el diseño de cunetas de concreto simple.

$n =$	0.014	
$L =$	4.10	m
$t_c =$	5.00	min
Id_{TR} (El Labrado) =	2.18	mm/h
Id_{TR} (Santa Isabel) =	1.88	mm/h

El valor de la semibanca (L) solicitado en las ecuaciones de Henderson, equivale a la mitad del mayor ancho encontrado a lo largo de la vía en estudio. Como se mencionó en el apartado 4.3.1, la sección básica de la cuneta es comprobada para los tramos más desfavorables de la vía, estos son: tramo de máxima longitud entre alcantarillas con su respectiva pendiente y tramo de pendiente mínima con su longitud correspondiente. Además, se garantiza que no existan zonas de corte considerables, descartando así la presencia de caudales adicionales.

El resultado del cálculo mediante Henderson, se presenta en el Cuadro 5.2-2.

Cuadro 5.2-2 Diseño de cunetas en los tramos más desfavorables de la vía.

EL LABRADO				SANTA ISABEL			
Datos	Inicio =	8+120.00	Km	Datos	Inicio =	14+150.00	Km
	Final =	8+210.00	Km		Final =	14+724.00	Km
	Long. Tramo =	90	m		Long. Tramo =	574	m
	S =	0.5	%		S =	18	%
	I_{TR} =	148.82	mm/h		I_{TR} =	104.20	mm/h
Cálculos	V_o =	4.13E-05	m/s	Cálculos	V_o =	2.89E-05	m/s
	a =	5.051			a =	30.305	
	t_e =	50.016	s		t_e =	19.685	s
	q_{max} =	1.70E-04	m ³ /s/m		q_{max} =	1.20E-04	m ³ /s/m
	Q_d =	0.015	m ³ /s		Q_d =	0.068	m ³ /s
	Q_d =	15.25	L/s		Q_d =	68.12	L/s

Del Cuadro 5.2-2 se concluye que el tramo de máxima longitud entre alcantarillas se encuentra en la zona en donde se considera la estación Santa Isabel, mientras que el tramo de pendiente mínima está localizado en la zona correspondiente a la estación El Labrado.

En base a Q_d (flujo a evacuar en los tramos desfavorables) y tomando en consideración que en todo momento la velocidad de recorrido del flujo no exceda el rango de velocidades erosionables detallado en el Cuadro 2.2-1, se plantea la sección triangular de concreto de la Figura 5.2-1, como la sección de diseño de cunetas.

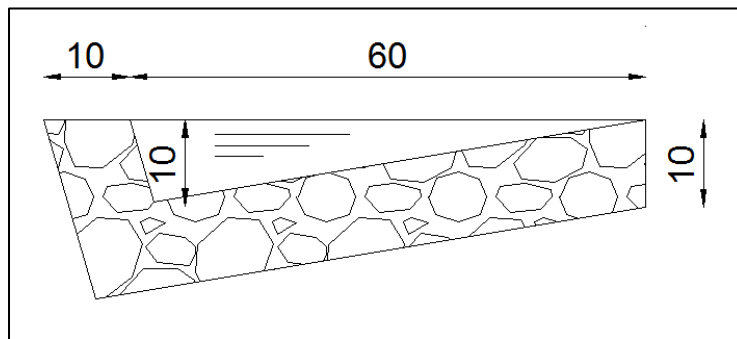


Figura 5.2-1 Dimensiones de la sección de diseño de cunetas (cm).

La capacidad de las cunetas varía en función de la pendiente longitudinal de la vía, la cual va desde una mínima de 0.5% hasta una máxima de 18%. Usando la fórmula de Manning se garantiza que el dimensionamiento de la sección planteada cumpla con la capacidad hidráulica de la estructura. Los resultados se presentan en el Cuadro 5.2-3.

Cuadro 5.2-3 Capacidad hidráulica de la sección de diseño de cunetas.

Sección de diseño		
$Q_d =$	68	m ³ /s
$A_m =$	0.030	m ²
$P_m =$	0.708	m
$S =$	16.67	%
$Q \text{ (Manning)} =$	0.110	m ³ /s
$Q \text{ (Manning)} =$	110.47	L/s
$V =$	3.68	m/s

En el Cuadro 5.2-3, A_m y P_m representan el área y el perímetro mojado de la sección, respectivamente. Así mismo, se destaca que el caudal calculado con Manning es mayor al gasto que se requiere desalojar en los tramos desfavorables, garantizando que la sección propuesta asegura la adecuada evacuación del flujo interceptado.

5.3 Cunetas de coronación

Con ayuda de ArcGis y Autocad Civil 3d se realizó un análisis referente al flujo de escurrimiento por drenaje en la zona del proyecto. En base a los cortes de talud

encontrados se constató que el flujo no se dirige directamente hacia la calzada vial, desviándose lateralmente hacia las cuencas hidrográficas delimitadas, descartando así riesgo alguno en lo que a la seguridad vial respecta.

A partir de esto, se descarta la implantación de cunetas de coronación, siendo el único escurrimiento a tomar en cuenta en el dimensionamiento de alcantarillas el concerniente al de las cunetas más el área de aporte de cada cuenca.

5.4 Subdrenes de zanja

Sirven para captar y desviar el exceso de humedad junto a los flujos subterráneos, para conducirlos a sitios alejados del contacto con la estructura vial. A través de una visita de campo a la zona del proyecto, se evidenció que no existe presencia de encharcamiento ni afloramiento. Tampoco se pudo distinguir zonas pantanosas ni con excesos de humedad que puedan causar inconvenientes a la estructura vial. Además, al ser descartada la implantación de cunetas de coronación, se evita el realizar cortes y con ello que el flujo se dirija hacia la excavación y tienda a saturar el talud.

Por esta razón se elimina el diseño de subdrenes de zanja, ya que no existe flujo alguno que requiera ser interceptado. Sin embargo, con el movimiento de tierras generado en el proceso de construcción de la vía se pueden identificar aquellos tramos que requieran incluir este tipo de estructuras.

5.5 Diseño del drenaje transversal

La ubicación de las alcantarillas ha sido ajustada a partir de los trazados de planta y perfil del proyecto, buscando los mejores sitios de descarga del agua lluvia y considerando la separación máxima recomendada por el MTOP.

En primera instancia, se presentan los resultados de la aplicación del Método Racional Americano para la obtención de los caudales de diseño en cuencas montañosas que no superan las 160 Ha, Cuadro 5.5-1. El método considera los parámetros que permiten caracterizar la cuenca hidrográfica, como: tamaño, forma, desnivel, pendiente, longitud del cauce principal y cobertura vegetal que determina el grado de escurrimiento. El tiempo de concentración t_c fue calculado a partir de lo expuesto en el apartado 4.5.2.4, asumiendo a 5 minutos como el valor mínimo a emplear en las respectivas ecuaciones de intensidad de precipitación

que constan en el Cuadro 3.3-2. La pendiente promedio de cada cuenca fue obtenida mediante ArcGis y el valor de “C” fue estimado a partir del Cuadro 4.5-2.

Cuadro 5.5-1 Aplicación del Método Racional para la obtención de caudales de diseño.

#	ABSCISA	Área (Ha)	Longitud cauce (m)	Desnivel (m)	t_c (min)	I_{TR} (mm/h)		S (%)	C	Q (m ³ /s)		Q final (m ³ /s)
						Santa Isabel	El Labrado			Santa Isabel	El Labrado	
1	0+118.5	6.27	609.7	139	5.000	-	148.82	19	0.50	-	1.30	1.30
2	0+250.0	10.02	604.4	138	5.000	-	148.82	19	0.50	-	2.07	2.07
3	0+436.2	8.86	628.4	135	5.033	-	148.24	17	0.50	-	1.82	1.82
4	0+858.0	2.05	513.1	109	5.000	-	148.82	19	0.50	-	0.42	0.42
5	1+040.0	1.61	402.9	91	5.000	-	148.82	26	0.50	-	0.33	0.33
6	1+321.5	2.97	187.7	89	5.000	-	148.82	36	0.50	-	0.61	0.61
7	1+440.0	3.51	252.2	115	5.000	-	148.82	25	0.50	-	0.73	0.73
8	1+719.5	5.04	313.1	162	5.000	-	148.82	40	0.55	-	1.15	1.15
9	1+905.6	8.97	336.6	212	5.000	-	148.82	45	0.55	-	2.04	2.04
10	2+298.4	5.44	298.5	269	5.000	-	148.82	56	0.55	-	1.24	1.24
11	2+815.0	2.48	354.8	348	5.000	-	148.82	54	0.55	-	0.56	0.56
12	2+992.8	3.57	505.6	364	5.000	-	148.82	58	0.55	-	0.81	0.81
13	3+281.5	0.71	97.6	33	5.000	-	148.82	52	0.55	-	0.16	0.16
14	3+590.0	0.42	159.2	18	5.000	-	148.82	33	0.45	-	0.08	0.08
15	4+140.0	2.08	153.2	103	5.000	-	148.82	36	0.45	-	0.39	0.39
16	4+661.6	4.78	355.1	185	5.000	-	148.82	36	0.45	-	0.89	0.89
17	4+785.0	0.31	57.5	30	5.000	-	148.82	33	0.45	-	0.06	0.06
18	4+978.0	0.92	174.6	66	5.000	-	148.82	30	0.45	-	0.17	0.17
19	5+230.0	0.82	125.1	44	5.000	-	148.82	41	0.45	-	0.15	0.15
20	5+494.0	0.86	232.9	58	5.000	-	148.82	20	0.40	-	0.14	0.14
21	6+057.0	0.32	-	-	5.000	-	148.82	13	0.40	-	0.05	0.05
22	6+360.0	2.19	165.4	62	5.000	-	148.82	27	0.50	-	0.45	0.45
23	6+623.4	1.18	136.7	60	5.000	-	148.82	30	0.50	-	0.24	0.24
24	6+794.0	0.63	70.8	45	5.000	-	148.82	34	0.50	-	0.13	0.13
25	7+225.0	0.55	94.9	15	5.000	-	148.82	30	0.50	-	0.11	0.11
26	7+435.0	0.14	-	-	5.000	-	148.82	25	0.50	-	0.03	0.03
27	7+615.0	0.13	-	-	5.000	-	148.82	12	0.50	-	0.03	0.03
28	7+918.0	0.24	-	-	5.000	-	148.82	12	0.50	-	0.05	0.05
29	8+387.5	2.07	361.5	43	5.000	-	148.82	17	0.50	-	0.43	0.43
30	8+693.0	2.02	202.8	76	5.000	-	148.82	17	0.50	-	0.42	0.42
31	8+942.2	0.13	-	-	5.000	-	148.82	28	0.50	-	0.03	0.03
32	9+433.0	0.57	250.4	72	5.000	-	148.82	30	0.50	-	0.12	0.12
33	9+555.0	0.13	49.1	13	5.000	-	148.82	30	0.50	-	0.03	0.03
34	9+778.0	0.07	-	-	5.000	-	148.82	30	0.50	-	0.01	0.01
35	10+468.5	0.92	148.9	40	5.000	-	148.82	25	0.50	-	0.19	0.19
36	10+665.0	1.29	174.5	71	5.000	104.20	-	40	0.55	0.21	-	0.21
37	10+985.5	0.21	68.7	24	5.000	104.20	-	35	0.55	0.03	-	0.03
38	11+095.0	0.28	54.9	23	5.000	104.20	-	19	0.50	0.04	-	0.04
39	11+531.2	1.13	145.3	25	5.000	104.20	-	27	0.50	0.16	-	0.16



#	ABSCISA	Área (Ha)	Longitud cauce (m)	Desnivel (m)	t_c (min)	I_{TR} (mm/h)		S (%)	C	Q (m ³ /s)		Q final (m ³ /s)
						Santa Isabel	El Labrado			Santa Isabel	El Labrado	
40	11+621.9	0.29	74.9	19	5.000	104.20	-	27	0.50	0.04	-	0.04
41	11+700.0	0.14	73.7	15	5.000	104.20	-	27	0.50	0.02	-	0.02
42	11+990.0	1.14	252.4	44	5.000	104.20	-	31	0.50	0.16	-	0.16
43	12+214.0	0.18	48.1	23	5.000	104.20	-	32	0.50	0.03	-	0.03
44	12+316.7	32.64	807.3	328	5.000	104.20	-	30	0.50	4.72	-	4.72
45	12+600.0	10.09	837.1	287	5.243	101.81	-	30	0.50	1.43	-	1.43
46	12+880.9	49.41	1152.8	403	6.658	90.55	-	26	0.50	6.21	-	6.21
47	13+360.0	3.07	355.7	76	5.000	104.20	-	13	0.50	0.44	-	0.44
48	13+805.4	4.74	320.6	123	5.000	104.20	-	40	0.55	0.75	-	0.75
49	14+070.0	3.16	248.3	121	5.000	104.20	-	42	0.55	0.50	-	0.50
50	14+724.0	4.34	281.4	203	5.000	104.20	-	50	0.55	0.69	-	0.69
51	14+958.1	8.03	383.7	307	5.000	104.20	-	65	0.55	1.28	-	1.28
52	15+241.7	6.00	412.4	152	5.000	104.20	-	70	0.55	0.96	-	0.96
53	15+625.0	8.75	400.0	253	5.000	104.20	-	50	0.55	1.39	-	1.39
54	16+008.0	4.76	455.2	226	5.000	104.20	-	43	0.55	0.76	-	0.76
55	16+270.0	1.57	199.3	102	5.000	104.20	-	38	0.55	0.25	-	0.25
56	16+495.6	0.95	211.9	62	5.000	104.20	-	32	0.55	0.15	-	0.15
57	16+832.0	1.70	313.1	96	5.000	104.20	-	37	0.55	0.27	-	0.27
58	17+228.0	0.86	96.7	52	5.000	104.20	-	38	0.55	0.14	-	0.14
59	17+385.0	1.43	138.6	90	5.000	104.20	-	35	0.55	0.23	-	0.23
60	17+585.0	1.30	225.0	93	5.000	104.20	-	30	0.55	0.21	-	0.21
61	18+037.5	1.26	430.8	56	5.000	104.20	-	19	0.50	0.18	-	0.18
62	18+301.6	0.28	93.9	0	5.000	104.20	-	21	0.50	0.04	-	0.04
63	18+773.0	0.52	133.5	24	5.000	104.20	-	27	0.50	0.08	-	0.08
64	19+002.0	1.01	205.0	66	5.000	104.20	-	29	0.40	0.12	-	0.12
65	19+360.0	0.44	101.4	26	5.000	104.20	-	30	0.40	0.05	-	0.05
66	19+602.0	0.66	98.5	43	5.000	104.20	-	32	0.40	0.08	-	0.08
67	19+771.3	10.00	208.8	66	5.000	104.20	-	32	0.40	1.16	-	1.16
68	20+154.4	1.50	403.7	97	5.000	104.20	-	30	0.40	0.17	-	0.17
69	20+276.1	3.02	244.0	145	5.000	104.20	-	30	0.40	0.35	-	0.35
70	20+316.7	4.09	351.6	183	5.000	104.20	-	31	0.40	0.47	-	0.47
71	20+636.4	2.11	197.7	51	5.000	104.20	-	30	0.40	0.24	-	0.24
72	21+163.0	4.47	526.1	145	5.000	104.20	-	29	0.40	0.52	-	0.52
73	21+321.1	0.98	230.3	33	5.000	104.20	-	22	0.40	0.11	-	0.11
74	21+370.0	0.31	163.6	35	5.000	104.20	-	22	0.40	0.04	-	0.04
75	21+800.0	1.42	118.5	71	5.000	104.20	-	17	0.40	0.16	-	0.16
76	21+915.0	0.18	71.9	15	5.000	104.20	-	10	0.40	0.02	-	0.02
77	21+980.0	4587.24	Obra de drenaje de arte mayor									
78	22+197.0	24.63	939.0	387	5.336	100.93	-	33	0.40	2.76	-	2.76
79	22+325.8	15.39	956.6	390	5.435	100.02	-	25	0.40	1.71	-	1.71
80	22+420.0	5.13	587.2	241	5.000	104.20	-	25	0.40	0.59	-	0.59
81	22+527.2	17.66	1172.8	446	6.531	91.41	-	20	0.40	1.79	-	1.79
82	22+649.1	37.97	1781.8	642	9.202	77.27	-	25	0.40	3.26	-	3.26
83	22+730.0	26.14	1615.0	608	8.388	80.85	-	20	0.40	2.35	-	2.35

#	ABSCISA	Área (Ha)	Longitud cauce (m)	Desnivel (m)	t_c (min)	I_{TR} (mm/h)		S (%)	C	Q (m ³ /s)		Q final (m ³ /s)
						Santa Isabel	El Labrado			Santa Isabel	El Labrado	
84	23+131.9	2.41	172.8	70	5.000	104.20	-	14	0.40	0.28	-	0.28
85	23+206.7	2.50	230.4	116	5.000	104.20	-	25	0.40	0.29	-	0.29
86	23+310.4	3.25	377.3	152	5.000	104.20	-	25	0.40	0.38	-	0.38
87	23+390.0	4.60	558.3	211	5.000	104.20	-	27	0.40	0.53	-	0.53
88	23+505.0	1.17	230.6	142	5.000	104.20	-	30	0.40	0.14	-	0.14
89	23+619.0	5.35	493.5	230	5.000	104.20	-	33	0.40	0.62	-	0.62
90	23+881.7	50.43	909.6	536	5.000	104.20	-	40	0.45	6.57	-	6.57
91	24+008.2	1.02	149.3	85	5.000	104.20	-	29	0.40	0.12	-	0.12
92	24+094.0	4.26	319.9	168	5.000	104.20	-	23	0.40	0.49	-	0.49
93	24+300.5	4.41	269.8	119	5.000	104.20	-	18	0.40	0.51	-	0.51
94	24+422.0	1.78	176.4	53	5.000	104.20	-	13	0.40	0.21	-	0.21
95	24+526.1	1.07	69.5	41	5.000	104.20	-	13	0.40	0.12	-	0.12
96	24+618.5	1.92	192.5	75	5.000	104.20	-	16	0.40	0.22	-	0.22
97	24+746.4	3.08	251.0	49	5.000	104.20	-	10	0.40	0.36	-	0.36
98	24+917.2	1.40	133.4	26	5.000	104.20	-	11	0.40	0.16	-	0.16
99	25+071.9	0.94	129.6	41	5.000	104.20	-	16	0.40	0.11	-	0.11
100	25+478.0	86.44	1542.5	633	7.832	83.62	-	30	0.40	8.03	-	8.03
101	25+617.8	68.56	1035.6	453	5.623	98.37	-	20	0.40	7.49	-	7.49
102	25+998.2	24.17	849.9	337	5.016	104.04	-	18	0.40	2.79	-	2.79
103	26+355.0	24.85	864.5	329	5.163	102.58	-	35	0.40	2.83	-	2.83
104	26+642.3	9.24	500.3	182	5.000	104.20	-	30	0.40	1.07	-	1.07
105	27+014.0	29.08	906.2	380	5.157	102.63	-	24	0.40	3.32	-	3.32
106	27+141.2	19.02	841.7	303	5.167	102.54	-	29	0.40	2.17	-	2.17
107	27+448.7	14.48	670.6	243	5.000	104.20	-	25	0.40	1.68	-	1.68
108	27+505.5	8.87	512.4	163	5.000	104.20	-	22	0.40	1.03	-	1.03
109	27+640.0	7.90	500.1	144	5.000	104.20	-	20	0.40	0.91	-	0.91
110	27+878.0	8.17	107.2	67	5.000	104.20	-	18	0.40	0.95	-	0.95
111	28+026.5	4.79	207.8	14	5.000	104.20	-	21	0.40	0.55	-	0.55

La última columna del Cuadro 5.5-1 representa el caudal de diseño de cada una de las cuencas hidrográficas, en base a las estaciones pluviométricas consideradas en el proyecto. Además, algunas cuencas no presentan longitud de cauce ni desnivel, ya que descargan en alcantarillas de control y sus áreas son despreciables para efectos de asumir un adecuado valor para t_c .

En el Cuadro 5.5-2 se presentan los resultados del diseño y tipo de alcantarilla a implantarse en la zona en estudio. La columna Q considera el gasto proveniente de las cunetas más el obtenido mediante el Método Racional. La tabla del Anexo C contiene las pérdidas locales y de fricción presentes a lo largo del conducto, así como las alturas de entrada y salida del flujo circulante por cada alcantarilla. La pendiente S_o y la longitud L fueron estimadas a partir de las secciones

transversales de las alcantarillas que constan en los planos del Anexo D. Es importante resaltar que las alcantarillas con pendientes del 0.05 requieren necesariamente protección a la salida contra la socavación, obligando así a la presencia de los disipadores de energía.

Cuadro 5.5-2 Diseño hidráulico de las alcantarillas a implantar en el proyecto.

#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	Q m3/s	Tipo Material	n	So (m/m)	L (m)	Dimensión diseño (m)	A (m ²)	Esv. (°)	Flujo tipo	Estructura de entrada
1	0+118.5	6.27	1.33	1	0.024	0.02	11.95	1.2	0.60	6	4	Cabezal
2	0+250.0	10.02	2.11	1	0.024	0.02	10.35	1.2	0.80	20	4	Cajón
3	0+436.2	8.86	1.86	1	0.024	0.02	15.40	1.2	0.74	0	4	Cabezal
4	0+858.0	2.05	0.45	1	0.024	0.02	9.25	1.2	0.29	7	4	Cabezal
5	1+040.0	1.61	0.34	1	0.024	0.02	11.25	1.2	0.23	3	4	Cabezal
6	1+321.5	2.97	0.65	1	0.024	0.02	10.10	1.2	0.37	9	4	Cajón
7	1+440.0	3.51	0.75	1	0.024	0.02	10.25	1.2	0.40	16	4	Cajón
8	1+719.5	5.04	1.19	1	0.024	0.02	11.25	1.2	0.56	0	4	Cajón
9	1+905.6	8.97	2.07	1	0.024	0.02	11.45	1.2	0.79	-4	4	Cajón
10	2+298.4	5.44	1.30	1	0.024	0.02	11.25	1.2	0.59	34	4	Cajón
11	2+815.0	2.48	0.65	1	0.024	0.02	9.85	1.2	0.37	-6	4	Cajón
12	2+992.8	3.57	0.84	1	0.024	0.02	11.25	1.2	0.44	41	4	Cajón
13	3+281.5	0.71	0.21	1	0.024	0.02	9.45	1.2	0.16	0	4	Cajón
14	3+590.0	0.42	0.13	1	0.024	0.02	12.50	1.2	0.11	19	4	Cajón
15	4+140.0	2.08	0.48	1	0.024	0.02	11.50	1.2	0.30	-9	4	Cajón
16	4+661.6	4.78	0.98	1	0.024	0.02	13.00	1.2	0.49	6	4	Cajón
17	4+785.0	0.31	0.08	1	0.024	0.05	9.00	1.2	0.08	41	4	Cabezal
18	4+978.0	0.92	0.20	1	0.024	0.02	15.00	1.2	0.16	16	4	Cabezal
19	5+230.0	0.82	0.20	1	0.024	0.02	9.55	1.2	0.15	0	4	Cajón
20	5+494.0	0.86	0.21	1	0.024	0.02	9.45	1.2	0.17	0	4	Cabezal
21	6+057.0	0.32	0.15	1	0.024	0.02	8.90	1.2	0.13	0	4	Cabezal
22	6+360.0	2.19	0.47	1	0.024	0.02	9.95	1.2	0.29	9	4	Cajón
23	6+623.4	1.18	0.29	1	0.024	0.02	18.10	1.2	0.21	10	4	Cabezal
24	6+794.0	0.63	0.16	1	0.024	0.02	10.25	1.2	0.13	12	4	Cajón
25	7+225.0	0.55	0.19	1	0.024	0.02	12.95	1.2	0.15	-6	4	Cajón
26	7+435.0	0.14	0.10	1	0.024	0.02	9.90	1.2	0.09	14	4	Cabezal
27	7+615.0	0.13	0.04	1	0.024	0.02	11.30	1.2	0.05	0	4	Cajón
28	7+918.0	0.24	0.14	1	0.024	0.02	10.65	1.2	0.12	8	4	Cabezal
29	8+387.5	2.07	0.46	1	0.024	0.02	11.25	1.2	0.29	7	4	Cajón
30	8+693.0	2.02	0.47	1	0.024	0.02	10.30	1.2	0.29	13	4	Cajón
31	8+942.2	0.13	0.07	1	0.024	0.02	11.90	1.2	0.07	-9	4	Cajón



#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	Q m3/s	Tipo Material	n	So (m/m)	L (m)	Dimensión diseño (m)	A (m ²)	Esv. (°)	Flujo tipo	Estructura de entrada
32	9+433.0	0.57	0.20	1	0.024	0.02	12.60	1.2	0.16	0	4	Cajón
33	9+555.0	0.13	0.12	1	0.024	0.02	10.25	1.2	0.11	14	4	Cajón
34	9+778.0	0.07	0.07	1	0.024	0.02	9.55	1.2	0.08	0	4	Cabezal
35	10+468.5	0.92	0.28	1	0.024	0.02	11.35	1.2	0.20	23	4	Cajón
36	10+665.0	1.29	0.24	1	0.024	0.02	13.25	1.2	0.18	-7	4	Cajón
37	10+985.5	0.21	0.09	1	0.024	0.02	10.65	1.2	0.09	12	4	Cajón
38	11+095.0	0.28	0.05	1	0.024	0.02	11.90	1.2	0.06	56	4	Cajón
39	11+531.2	1.13	0.20	1	0.024	0.02	12.95	1.2	0.16	0	4	Cajón
40	11+621.9	0.29	0.05	1	0.024	0.02	13.50	1.2	0.06	28	4	Cajón
41	11+700.0	0.14	0.03	1	0.024	0.05	12.10	1.2	0.04	-12	4	Cajón
42	11+990.0	1.14	0.19	1	0.024	0.02	14.80	1.2	0.15	0	4	Cajón
43	12+214.0	0.18	0.05	1	0.024	0.05	9.00	1.2	0.05	13	4	Cajón
44	12+316.7	32.64	4.73	2	0.014	0.03	13.05	1.2x1.2	1.40	-10	1	Cajón
45	12+600.0	10.09	1.45	1	0.024	0.02	10.85	1.2	0.64	20	4	Cajón
46	12+880.9	49.41	6.25	2	0.014	0.05	13.85	1.5x1.5	1.81	-4	4	Cabezal
47	13+360.0	3.07	0.48	1	0.024	0.02	10.80	1.2	0.30	0	4	Cajón
48	13+805.4	4.74	0.80	1	0.024	0.05	8.65	1.2	0.42	-3	4	Cajón
49	14+070.0	3.16	0.53	1	0.024	0.03	14.40	1.2	0.32	11	4	Cajón
50	14+724.0	4.34	0.75	1	0.024	0.05	13.50	1.2	0.41	8	4	Cajón
51	14+958.1	8.03	1.30	1	0.024	0.02	13.40	1.2	0.59	-2	4	Cajón
52	15+241.7	6.00	0.98	1	0.024	0.05	8.80	1.2	0.49	9	4	Cajón
53	15+625.0	8.75	1.43	1	0.024	0.02	16.55	1.2	0.63	11	4	Cajón
54	16+008.0	4.76	0.79	1	0.024	0.02	9.75	1.2	0.42	10	4	Cajón
55	16+270.0	1.57	0.27	1	0.024	0.02	15.00	1.2	0.20	0	4	Cajón
56	16+495.6	0.95	0.17	1	0.024	0.02	9.30	1.2	0.14	0	4	Cajón
57	16+832.0	1.70	0.30	1	0.024	0.02	11.60	1.2	0.21	-3	4	Cajón
58	17+228.0	0.86	0.17	1	0.024	0.02	11.40	1.2	0.14	0	4	Cajón
59	17+385.0	1.43	0.24	1	0.024	0.02	11.80	1.2	0.18	13	4	Cajón
60	17+585.0	1.30	0.23	1	0.024	0.02	11.40	1.2	0.17	26	4	Cajón
61	18+037.5	1.26	0.22	1	0.024	0.02	11.40	1.2	0.17	0	4	Cajón
62	18+301.6	0.28	0.07	1	0.024	0.02	8.60	1.2	0.07	0	4	Cajón
63	18+773.0	0.52	0.12	1	0.024	0.02	10.95	1.2	0.11	0	4	Cajón
64	19+002.0	1.01	0.14	1	0.024	0.05	8.70	1.2	0.12	15	4	Cajón
65	19+360.0	0.44	0.08	1	0.024	0.02	11.20	1.2	0.08	0	4	Cajón
66	19+602.0	0.66	0.10	1	0.024	0.02	12.15	1.2	0.09	0	4	Cajón
67	19+771.3	10.00	1.17	1	0.024	0.02	11.25	1.2	0.55	6	4	Cajón
68	20+154.4	1.50	0.21	1	0.024	0.05	9.55	1.2	0.16	4	4	Cajón
69	20+276.1	3.02	0.36	1	0.024	0.05	11.75	1.2	0.24	0	4	Cajón



#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	Q m3/s	Tipo Material	n	So (m/m)	L (m)	Dimensión diseño (m)	A (m ²)	Esv. (°)	Flujo tipo	Estructura de entrada
70	20+316.7	4.09	0.48	1	0.024	0.02	12.95	1.2	0.30	25	4	Cajón
71	20+636.4	2.11	0.27	1	0.024	0.05	16.00	1.2	0.20	12	4	Cabezal
72	21+163.0	4.47	0.57	1	0.024	0.02	14.95	1.2	0.33	-8	4	Cajón
73	21+321.1	0.98	0.13	1	0.024	0.03	34.85	1.2	0.11	28	4	Cabezal
74	21+370.0	0.31	0.04	1	0.024	0.05	23.40	1.2	0.05	30	4	Cajón
75	21+800.0	1.42	0.21	1	0.024	0.02	8.95	1.2	0.16	18	4	Cajón
76	21+915.0	0.18	0.03	1	0.024	0.02	11.40	1.2	0.04	10	4	Cajón
77	22+197.0	24.63	2.79	1	0.024	0.05	16.25	1.4	1.02	0	4	Cabezal
78	22+325.8	15.39	1.72	1	0.024	0.05	22.25	1.2	0.71	6	4	Cabezal
79	22+420.0	5.13	0.60	1	0.024	0.05	30.50	1.2	0.35	0	4	Cabezal
80	22+527.2	17.66	0.01	1	0.024	0.05	30.25	1.2	0.02	-3	4	Cabezal
81	22+649.1	37.97	3.27	2	0.014	0.05	17.05	1.2x1.2	1.09	-11	4	Cabezal
82	22+730.0	26.14	2.36	1	0.024	0.05	21.50	1.4	0.92	0	4	Cabezal
83	23+131.9	2.41	0.32	1	0.024	0.05	12.95	1.2	0.22	26	4	Cabezal
84	23+206.7	2.50	0.30	1	0.024	0.05	19.20	1.2	0.21	-11	4	Cajón
85	23+310.4	3.25	0.39	1	0.024	0.02	11.20	1.2	0.25	0	4	Cajón
86	23+390.0	4.60	0.54	1	0.024	0.05	17.15	1.2	0.32	2	4	Cabezal
87	23+505.0	1.17	0.15	1	0.024	0.05	15.70	1.2	0.13	9	4	Cabezal
88	23+619.0	5.35	0.63	1	0.024	0.05	39.10	1.2	0.36	4	4	Cabezal
89	23+881.7	50.43	6.59	2	0.014	0.05	29.50	1.5x1.5	1.88	33	4	Cabezal
90	24+008.2	1.02	0.13	1	0.024	0.05	19.60	1.2	0.11	3	4	Cabezal
91	24+094.0	4.26	0.50	1	0.024	0.05	18.20	1.2	0.31	43	4	Cajón
92	24+300.5	4.41	0.53	1	0.024	0.05	13.30	1.2	0.32	4	4	Cabezal
93	24+422.0	1.78	0.22	1	0.024	0.05	23.05	1.2	0.17	20	4	Cabezal
94	24+526.1	1.07	0.13	1	0.024	0.05	11.10	1.2	0.12	11	4	Cajón
95	24+618.5	1.92	0.23	1	0.024	0.05	23.80	1.2	0.17	22	4	Cabezal
96	24+746.4	3.08	0.38	1	0.024	0.05	49.05	1.2	0.25	0	4	Cabezal
97	24+917.2	1.40	0.17	1	0.024	0.05	14.40	1.2	0.14	20	4	Cabezal
98	25+071.9	0.94	0.12	1	0.024	0.05	11.40	1.2	0.11	0	4	Cabezal
99	25+478.0	86.44	8.07	2	0.014	0.05	22.10	1.5x1.5	2.15	61	4	Cabezal
100	25+617.8	68.56	7.53	2	0.014	0.05	11.80	1.5x1.5	2.05	28	1	Cabezal
101	25+998.2	24.17	2.81	1	0.024	0.05	10.60	1.4	1.03	0	4	Cabezal
102	26+355.0	24.85	2.87	1	0.024	0.02	11.55	1.4	1.04	0	4	Cajón
103	26+642.3	9.24	1.10	1	0.024	0.02	15.25	1.2	0.53	14	4	Cajón
104	27+014.0	29.08	3.35	2	0.014	0.05	10.45	1.2x1.2	1.11	0	4	Cabezal
105	27+141.2	19.02	2.18	1	0.024	0.02	10.85	1.2	0.82	0	4	Cajón
106	27+448.7	14.48	1.71	1	0.024	0.05	15.80	1.2	0.70	16	4	Cabezal
107	27+505.5	8.87	1.03	1	0.024	0.02	12.65	1.2	0.51	19	4	Cajón

#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	Q m3/s	Tipo Material	n	So (m/m)	L (m)	Dimensión diseño (m)	A (m ²)	Esv. (°)	Flujo tipo	Estructura de entrada
108	27+640.0	7.90	0.93	1	0.024	0.05	11.40	1.2	0.47	16	4	Cajón
109	27+878.0	8.17	0.98	1	0.024	0.05	12.55	1.2	0.49	10	4	Cajón
110	28+026.5	4.79	0.56	1	0.024	0.05	13.40	1.2	0.33	-15	4	Cabezal

En el Cuadro 5.5-2 se considera el esviajamiento (Esv.), el cual equivale al ángulo de inclinación entre la normal al eje de la vía y el eje de la alcantarilla. Su signo obedece al siguiente criterio: positivo, si la dirección de la vía coincide con la salida del flujo por la alcantarilla y negativo, si se da lo contrario. Los tipos de material de las alcantarillas son: ármico (tipo 1) y hormigón (tipo 2). La sección, el área, las dimensiones y el tipo de flujo circulante resultan del análisis descrito en el apartado 4.5.3. Las estructuras de entrada fueron consideradas entre cajones de concreto y cabezales con muros de alas. Las estructuras de salida son siempre cabezales con muros de alas.

Es importante destacar que el diseño contempla que las descargas de las alcantarillas serán en cauces naturales, pero al tratarse de un proyecto aún no ejecutado, se podría recomendar la construcción de un encauzamiento o curso de salida que conduzca las aguas a evacuar de manera segura hacia cauces naturales cercanos al sitio de descarga, procurando que su pendiente no presente inconvenientes con erosión o posible presencia de azolves.

5.6 Análisis del Puente: Modelación hidrológica, hidráulica y socavación

Como el caudal de diseño no pudo ser calculado mediante el Método Racional Americano por ser el área de la cuenca hidrográfica mayor a 160 Ha, es necesario evaluar el comportamiento hidráulico del flujo en la sección de emplazamiento del puente con el fin de establecer sus características hidráulicas predominantes junto a la socavación general en el río.

5.6.1 Caudal máximo en el punto de interés

Con ayuda de la cartografía disponible se trazó la cuenca hidrográfica en la abscisa correspondiente al puente sobre el Río Chacayacu (Figura 4.6-1). Mediante ArcGis se calcularon los principales parámetros morfológicos de la cuenca, detallados en el Cuadro 5.6-1.

Cuadro 5.6-1 Características de la cuenca de aporte en la abscisa del puente.

Abscisa	Punto	Área (Km ²)	Desnivel (m)	Longitud del cauce (Km)
21+980.00	Río Chacayacu	45.872	2939	13.618

Usando la fórmula de California Culverts Practice (1942), se determinó que el tiempo de concentración de la cuenca es de 54 minutos. A través de las curvas IDF de la estación Santa Isabel (Figura 4.5-4) y con la metodología de los bloques alternos, se genera el hietograma de diseño ilustrado en la Figura 5.6-1.

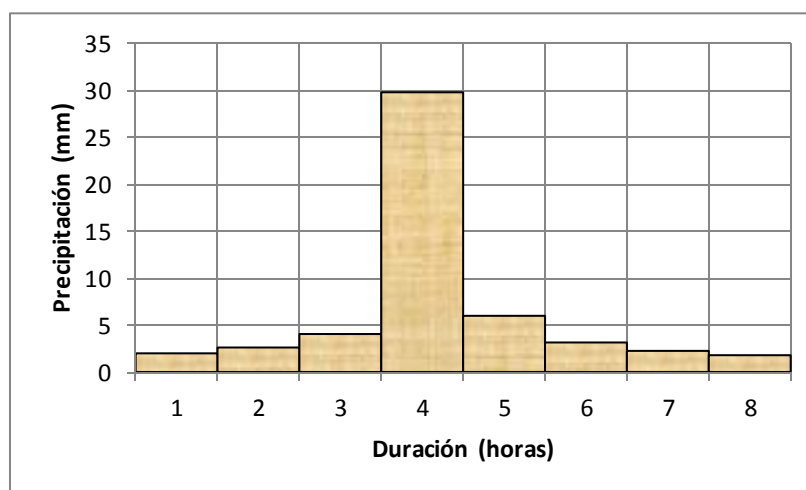


Figura 5.6-1 Hietograma temporal de precipitación, estación Santa Isabel.

Cada intervalo del hietograma posee un tiempo de duración (1 hora) cercano al t_c de 54 minutos, mientras que la precipitación total considerada en el hietograma guarda similitud con la precipitación de diseño para un TR de 100 años, obtenida con la Distribución de Gumbel para la estación Santa Isabel, esto es 54 mm (Cuadro 5.1-5).

De acuerdo al mapa de usos del suelo en la cuenca del puente (Figura 4.6-3) se observa predominio de bosque natural y pasto cultivado con vegetación arbustiva, más un porcentaje de páramo en la cuenca alta. Estimando condiciones hidrológicas deficientes, grupo hidrológico B y condiciones medias de humedad antecedente AMCII, se obtiene un número de curva promedio, expresado en el Cuadro 5.6-2.

Cuadro 5.6-2 Número de curva en la cuenca hidrográfica del puente (Río Chacayacu).

Usos de suelo	Área (Km ²)	CN	
		Tabla	Ponderado
Bosque intervenido	0.626	66	41.32
Bosque natural	19.700	60	1182.00
Pasto cultivado	17.470	79	1380.13
Páramo	8.076	58	468.41
<i>Total:</i>	<i>45.872</i>	<i>Total:</i>	<i>3071.85</i>
		C	67

La metodología SCS requiere de datos adicionales para la obtención del caudal máximo. Éstos corresponden a la pendiente media, factor de almacenamiento máximo de agua (S), caudal base, impermeabilidad, abstracción inicial (I_a) y tiempo de retardo (t_r), éste último asumido como 0.6 del tiempo de concentración de la cuenca hidrográfica hasta el punto de interés. Los resultados se resumen en el Cuadro 5.6-3.

Cuadro 5.6-3 Parámetros del método SCS calculados para la cuenca del Río Chacayacu.

Abscisa	Cuenca	Pendiente media (%)	CN	t_r (min)	S (mm)	I_a (mm)
21+980.00	Río Chacayacu	40	67	91.15	125.30	25.06

El siguiente paso es generar un hidrograma de salida a partir de la información de precipitaciones y propiedades geomorfológicas de la cuenca hidrográfica. Para el efecto, se emplea el modelo hidrológico HEC-HMS, cuyo entorno para el Río Chacayacu se ilustra en la Figura 4.6-5.

Para la precipitación de diseño se considera el valor determinado en el análisis de precipitaciones máximas 24 horas (Gumbel), concentrado en el hietograma de diseño para un período de retorno de 100 años.

En la Figura 5.6-2 se muestra el hidrograma de crecida resultante, asumiendo 10 m³/s de caudal base y un porcentaje de impermeabilidad del 5%.

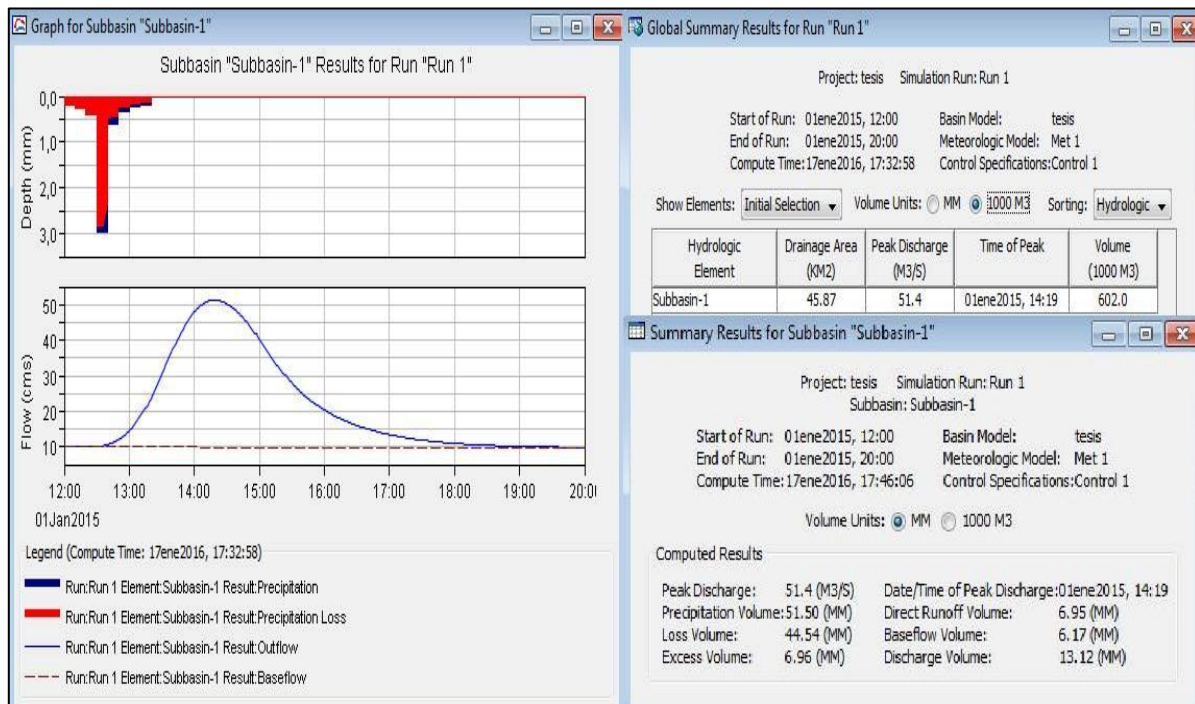


Figura 5.6-2 Hidrograma de crecida para el diseño del puente sobre el Río Chacayacu.

Con lo anterior se concluye que el caudal con período de retorno de 100 años a usarse en el diseño del puente sobre el Río Chacayacu es de 51.40 m³/s. En el Cuadro 5.6-4 se resume los resultados generales de la modelización.

Cuadro 5.6-4 Caudales máximos para el diseño del puente sobre el Río Chacayacu (SCS).

Abscisa	Cuenca	TR (años)	Caudal de diseño (m ³ /s)	Volumen (1000 m ³)
21+980.00	Río Chacayacu	100	51.40	602

5.6.2 Estudio hidráulico del puente sobre el Río Chacayacu

En el apartado anterior se determinó el caudal de diseño para el punto de interés, sin embargo es importante establecer el comportamiento hidráulico del flujo en la sección de emplazamiento del puente. Para el efecto, las secciones transversales o perfiles generados sobre el Río Chacayacu (constan en el Anexo B) cubren aproximadamente 265 metros de franja topográfica. Tales secciones son ingresadas en el sistema de modelización HEC-RAS, cuyo entorno es apreciado en la Figura 4.6-6.

En el apartado 4.6.4 se especifica información concerniente a las secciones y

rugosidades a emplear en la modelización, destacando la ausencia de un análisis granulométrico que permita obtener la curva granulométrica del material de lecho.

El lecho del río se encuentra a una cota aproximada de 1060.25 m.s.n.m. y el nivel proyectado del puente a 1065.61 m.s.n.m.

El estado de régimen con el cual se calcula el comportamiento hidráulico equivale a flujo no estacionario, no permanente (régimen mixto), con lo cual se considera que el calado de agua varía en función del tiempo, razón por la que en la modelización se ingresa todo el hidrograma de crecida generado con HEC-HMS. Los resultados generales para la sección de emplazamiento del puente se muestran en la Figura 5.6-3.

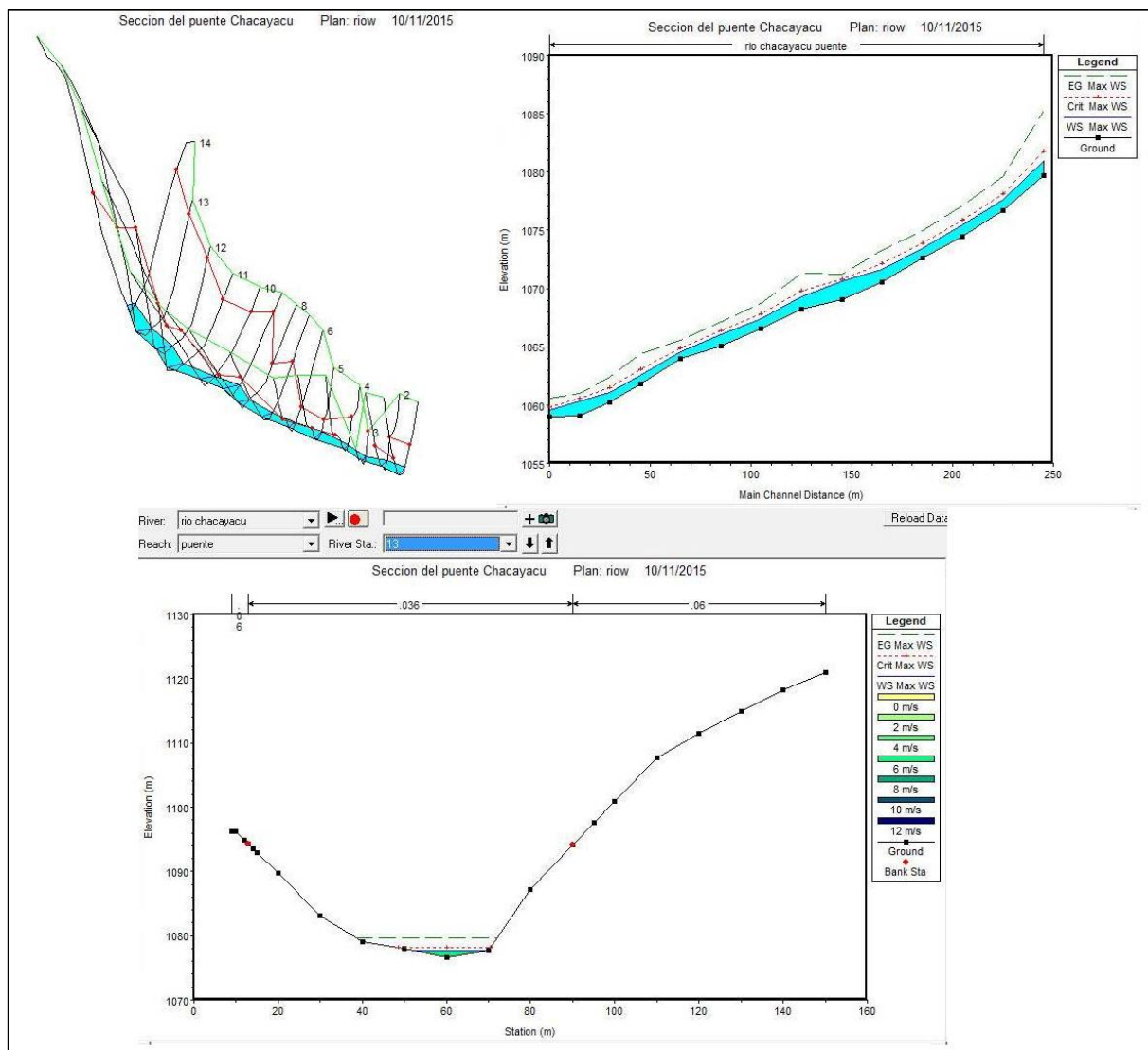


Figura 5.6-3 Análisis hidráulico del Río Chacayacu.

En la Figura 5.6-4 se presenta el perfil (#3) correspondiente al emplazamiento del puente, junto al resumen de resultados de la modelización. Se tiene que el calado máximo obtenido para el perfil mencionado llega a una cota cercana a los 1061.10 m.s.n.m., tomando en consideración la línea máxima del agua con una velocidad de aproximación de 5.09 m/s.

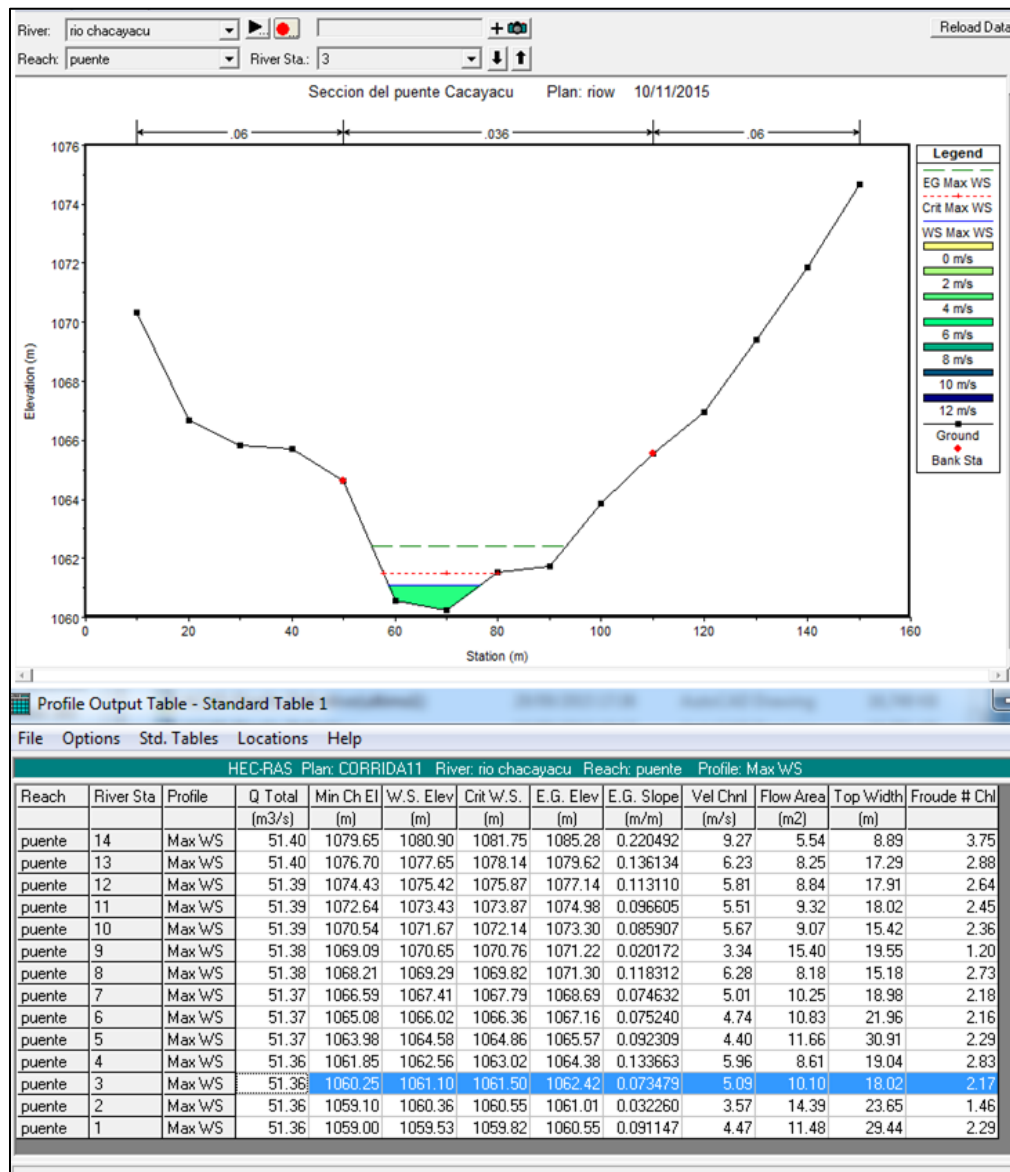


Figura 5.6-4 Análisis hidráulico en la sección de emplazamiento del puente sobre el Río Chacayacu. Resumen de resultados.

La modelización hidráulica en HEC-RAS proporciona los parámetros necesarios para la determinación de la socavación general esperada en el puente sobre el

Río Chacayacu. Tales resultados se presentan en el Cuadro 5.6-5.

Cuadro 5.6-5 Parámetros hidráulicos del puente sobre el Río Chacayacu.

Abscisa	Puente	Cota proyectada del puente (m.s.n.m.)	Cota del calado máximo (m.s.n.m.)	Velocidad (m/s)	Gálbo libre (m)
21+980.00	Río Chacayacu	1065.61	1061.10	5.09	4.51

5.6.3 Análisis de socavación

El estudio hidráulico de la sección bajo el puente en el Río Chacayacu para socavación general, en base a lo estipulado en el apartado 4.6.5, se resume en el Cuadro 5.6-6.

Cuadro 5.6-6 Análisis de socavación general bajo el puente en el Río Chacayacu.

Abscisa (m)	Cota Fondo (m.s.n.m.)	Cota Máxima (m.s.n.m.)	Calado (m)	Rugo.	Ancho (m)	Área (m ²)	Radio Hid. (m)	V (m/s)	# Froude	q_j (m ³ /s/m)	hc_j (m)	H_s (m)
10	1070.33	1061.10	0.00	0.060	15.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
20	1066.66	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
30	1065.81	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
40	1065.71	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
50	1064.62	1061.10	0.00	0.036	6.50	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
53	1063.41	1061.10	0.00	0.036	3.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
56	1062.20	1061.10	0.00	0.036	3.50	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
60	1060.58	1061.10	0.52	0.036	3.50	1.82	0.52	5.09	2.17	9.26	2.23	1.71
63	1060.48	1061.10	0.62	0.036	3.00	1.86	0.62	5.09	2.17	9.45	2.26	1.64
66	1060.38	1061.10	0.72	0.036	3.50	2.51	0.72	5.09	2.17	12.79	2.80	2.09
70	1060.25	1061.10	0.85	0.036	3.50	2.97	0.85	5.09	2.17	15.14	3.16	2.31
73	1060.63	1061.10	0.47	0.036	3.00	1.41	0.47	5.09	2.17	7.16	1.86	1.39
76	1061.01	1061.10	0.09	0.036	3.50	0.31	0.09	5.09	2.17	1.57	0.63	0.54
80	1061.52	1061.10	0.00	0.036	7.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
90	1061.71	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
100	1063.87	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
110	1065.56	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
120	1066.97	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
130	1069.39	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
140	1071.84	1061.10	0.00	0.060	10.00	0.00	0.00	5.09	2.17	0.00	0.00	0.00
150	1074.67	1061.10	0.00	0.060								

A través del número de Froude obtenido ($Fr = 2.17 > 0.4$) se asegura que todo el tramo analizado muestra flujo supercrítico y turbulento, presentando características de un río de montaña. El valor de la altura de socavación general calculada H_s es de 2.31 m.

El perfil de socavación en la sección bajo el puente se presenta en la Figura 5.6-5. No se realiza un análisis de socavación local por descartar la presencia de pilas al centro del puente. El resumen de resultados relevantes se presenta en el Cuadro 5.6-7.

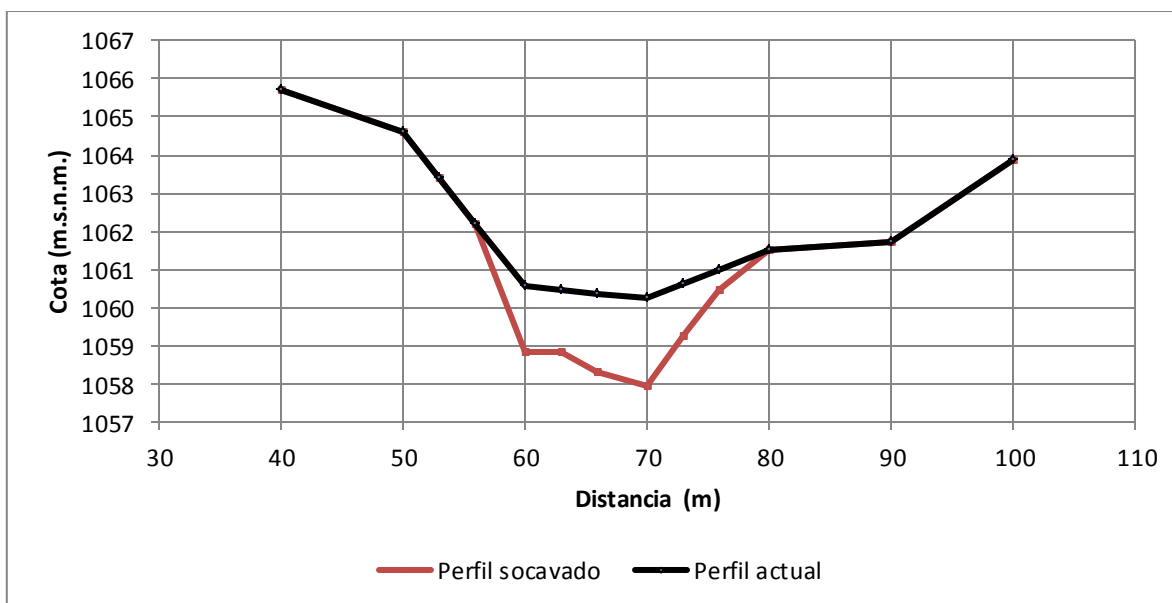


Figura 5.6-5 Perfil de socavación general en el sitio de implantación del puente sobre el Río Chacayacu.

Cuadro 5.6-7 Análisis hidráulico del puente sobre el Río Chacayacu.

Abscisa	Puente	Área Hid. (m ²)	Caudal (m ³ /s)	Vel. Crítica (m/s)	Cota del calado máximo (m.s.n.m.)	Pendiente (m/m)	Gálibo libre (m)	Altura socavación (m)
21+980.00	Río Chacayacu	10.88	51.40	5.09	1061.10	0.08	4.51	2.31

5.7 Cantidades de obra

Todos los elementos del sistema de drenaje deben ser evaluados en cantidad, tipo de material, dimensiones y longitudes, como parte del rubro de drenaje en sistemas viales, lo cual se constituye en uno de los componentes más importantes dentro del presupuesto de un proyecto vial.

Para la vía de estudio, las cantidades de obra necesarias para la ejecución del proyecto, referente a cantidad de hormigón para cunetas y longitud de alcantarillas, constan en el Cuadro 5.7-1 y Cuadro 5.7-2.

Cuadro 5.7-1 Cantidades de obra para cunetas.

Característica	Longitud (m)	Área (m ²)	Volumen H° (m ³)
Cunetas	56250	0.082	4613

Cuadro 5.7-2 Longitudes requeridas para alcantarillas de armico y hormigón.

Drenaje	Diámetro (m)	Cantidad	Longitud (m)
Alcantarilla	1.2	99	1360
Alcantarilla	1.4	4	60
Cajón H°	1,2x1,2	3	41
Cajón H°	1,5x1,5	4	77

En base a las dimensiones establecidas para los cabezales con muros de alas en la entrada y salida de las alcantarillas, al igual que para los cajones únicamente en la entrada, se determinaron los volúmenes de hormigón y acero de refuerzo. Los resultados se presentan en el Cuadro 5.7-3 y Cuadro 5.7-4.

Cuadro 5.7-3 Cantidades de obra para estructuras de entrada y salida de alcantarillas (cabezales y muros de alas).

Dimensión (m)	1.2	1.4	1.2x1.2	1.5x1.5	Total
Total H° (m ³)	282	17	11	19	329
# estructuras	129	7	5	8	149
Acero de refuerzo Φ 14 mm (kg)	4230	255	165	285	4935

Cuadro 5.7-4 CANTIDADES DE OBRA PARA ESTRUCTURAS DE ENTRADA DE ALCANTARILLAS (CAJONES).

Dimensión (m)	1.2	1.4	1.2x1.2	1.5x1.5	Total
Total H° (m ³)	120	2	1	0	123
# estructuras	69	1	1	0	71
Acero de refuerzo Φ 14 mm (kg)	1797	31	22	0	1851

El acero de refuerzo fue estimado a partir de la recomendación del MTOP.

La remoción y excavación para la implementación de obras de drenaje menor, basado en la topografía y el diseño definitivo de la vía en estudio, considera a los ítems que se detallan en el Cuadro 5.7-5.

Cuadro 5.7-5 CANTIDADES DE OBRA. Remoción y excavación del drenaje menor.

Ítem	#	Sección (m ²)	Longitud (m)	Total
Remoción de alcantarillas existentes < 1,2 m (m ³)	20	0.785	9	141
Excavación para cunetas (m ³)		0.112	56250	6300
Excavación para alcantarillas (m ³)	110			8094
Remoción de terreno para estructuras de entrada (cajones-m ³)	71			454

Finalmente, se tienen disipadores de energía ubicados en la salida de ciertas alcantarillas (con pendiente del 0.05 y cuando están por encima de un relleno considerable), con el propósito de evitar la presencia de erosión. Los disipadores establecidos son gaviones y colchones reno con sus respectivas mallas y geomembranas. El resultado se presenta en el Cuadro 5.7-6 y Cuadro 5.7-7.

Cuadro 5.7-6 CANTIDADES DE OBRA PARA DISIPADORES DE ENERGÍA.

Material	Ancho (m)	Altura (m)	Área (m ²)	Volumen (m ³)
Gaviones	1.5	1.0	1190	8596
Colchón Reno	1.5	0.2	5	35
Malla para gaviones	1.5	1.0	31033	
Malla para colchón reno	1.5	0.2	401	



Cuadro 5.7-7 Cantidad de geomembrana requerida en los disipadores de energía.

Material	Longitud (m)	Área (m ²)
Geomembrana para gaviones	626	4527
Geomembrana para colchón reno	16	115

CAPÍTULO 6. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

- ✓ La vía de estudio forma parte de una red de proyectos viales a construir, planteados por el Gobierno Provincial del Azuay en 2014, cuyo fin es mejorar la conectividad y la accesibilidad entre las áreas rurales y el cantón Cuenca, principalmente.
- ✓ La zona referente al proyecto atraviesa dos regiones claramente diferenciadas: una parte alta, con clima de la sierra, usos del suelo y vegetación característica de la región, que van desde páramos hasta bosque natural; y una parte baja, correspondiente a un clima templado propio de la costa, con presencia de pastos cultivados y vegetación típica de la región.
- ✓ El sistema de drenaje fue diseñado a partir de las metodologías de Manning, Racional Americano y Soil Conservation Service [SCS], contando con modelizaciones a través de los programas HEC-HMS y HEC-RAS.
- ✓ La parte del país donde se sitúa el proyecto no cuenta con estaciones pluviométricas monitoreadas por el INAMHI, razón por la cual se realizó en primera instancia, un análisis comparativo entre las estaciones que presentan características similares a las de la franja de evaluación, obteniendo como resultado el uso de la estación El Labrado para la parte alta, es decir a cotas superiores a los 2500 m.s.n.m. y la estación Santa Isabel para la parte baja, hasta una cota de 660 m.s.n.m.
- ✓ La información recolectada (precipitaciones máximas 24 horas) fue validada, en primer lugar, analizando su calidad, esto es, que se evitara en lo posible la presencia de puntos dispersos en el Diagrama de Caja generado para cada estación. Los datos de El Labrado presentaron dos puntos atípicos que fueron finalmente aceptados por la discrepancia existente en la información recolectada de los anuarios meteorológicos físicos y digitales que proporciona el INAMHI. Posterior, se realizó un análisis de frecuencias aplicando el Test de Kolmogorov-Smirnov, aceptando la hipótesis nula planteada. Al final, mediante la Distribución de Gumbel, fue posible asociar una precipitación de diseño a cada periodo de retorno establecido.
- ✓ La precipitación máxima en 24 horas asociada mediante Gumbel a la estación El Labrado fue de 52.40 mm y para la estación Santa Isabel de 45.19 mm, para un periodo de retorno de 25 años. Para 100 años de período de retorno, como es el caso del análisis del puente previsto, se obtuvo una precipitación de 54.00 mm correspondiente a la estación Santa Isabel.
- ✓ En lo que respecta al bosquejo de las áreas de drenaje, para el caso de

cuencas hidrográficas pequeñas se recurrió a la topografía disponible, ya que el tamaño de la franja topográfica no supera los 70 metros de ancho. Para las cuencas de tamaño considerable se usó la cartografía obtenida del portal del IGM, destacando el desfase de escalas topografía-cartografía y la ausencia de información a detalle de la zona del proyecto.

- ✓ Las cuencas esbozadas presentan variación de pendientes, de media a alta. El factor C de escurrimiento se valoró entre 0.40 y 0.55 a lo largo del trazado, gracias al tipo de vegetación existente, haciendo del diseño, conservador.
- ✓ Las cunetas fueron diseñadas verificando el cumplimiento de dos criterios: tramo entre alcantarillas de pendiente mínima y tramo entre alcantarillas de máxima longitud, obteniendo que el mayor gasto se presenta en el tramo de máxima longitud, por el cual circulan 68 L/s (en la zona donde se adopta la estación Santa Isabel). Aplicando Manning se estableció que la sección triangular de concreto de 10 cm de altura y 60 cm de longitud sea la sección de diseño, garantizando su funcionalidad, seguridad y capacidad de transporte de aguas lluvias.
- ✓ Con ayuda de los programas computacionales usados en el proyecto, se descartó el diseño de cunetas de coronación, tras concluir que el flujo de agua que escurre por las laderas no afecta de manera directa a la calzada de la vía, ya que su descarga se produce en las cuencas hidrográficas previamente determinadas, esto debido a la inclinación que presenta el trazado vial, en su gran mayoría en descenso.
- ✓ En la visita de campo efectuada no se observaron vertientes naturales o espacios con excesiva humedad, razón por la que no se consideró la implantación de subdrenes de zanja, argumentando que es más factible que durante la ejecución misma del proyecto se detecte la necesidad de colocación, a partir de los movimientos de tierra generados.
- ✓ El diseño del sistema de drenaje transversal de la vía se realizó tomando en cuenta para su solución, dos principios básicos: el análisis hidrológico de la zona por drenar y el diseño hidráulico de las estructuras.
- ✓ La solución integral al drenaje transversal se efectuó mediante la implantación de 110 alcantarillas dispuestas en: puntos bajos, presencia de quebradas, rellenos considerables y por cuestiones de control y mantenimiento. Las alcantarillas de sección circular son de acero corrugado (ármico), con un total de 99 de 1200 mm de diámetro y 4 de 1400 mm de diámetro. Las de sección cuadrada de hormigón, fueron diseñadas para el cruce de caudales altos ($> 3 \text{ m}^3/\text{s}$), implantándose un total de 7, con dimensiones que varían entre 1.2x1.2 m y 1.5x1.5 m. Se han respetado

todos los criterios y normas de diseño del MTOP.

- ✓ El agua que circula por cada alcantarilla proyectada es analizado para cada uno de los 6 tipos de flujo supuestos en la literatura, dando preferencia a los tipos con control de entrada, ya que se descartarían mantenimientos a causa de crecidas que arrastren material. El flujo más común fue el tipo 4, gobernado porque la pendiente transversal es mayor a la pendiente crítica. Además, se tomaron en cuenta todas las pérdidas de carga existentes y se verificó la velocidad admisible.
- ✓ Las estructuras de concreto armado para la protección a la entrada y salida de las alcantarillas poseen una variante: para el ingreso, entre un cabezal con muro de alas y un cajón, en base al espacio disponible para la implantación; y para la salida siempre se contará con cabezales y muros de alas. Se recomienda que los cabezales no sean construidos en zonas de relleno para evitar costos por revestir o escalonar el canal de salida.
- ✓ El diseño contempla que las descargas de las alcantarillas se produzcan en cauces naturales, sin embargo, al tratarse de un proyecto aún no ejecutado, se podría recomendar la construcción de un encauzamiento o de un curso de salida con el propósito de conducir las aguas a evacuar de manera segura hacia cauces naturales cercanos al sitio de descarga, evitando así la formación de azolves o de una posible erosión.
- ✓ Para evitar la erosión y una inestabilidad en la salida de los cabezales a causa del desalojo del agua, se implementaron sistemas de disipación de energía, como: colchones reno, de 1.5 m de ancho y 0.20 m de alto, con longitud variable (dependiendo del ancho en la base del cabezal), y gaviones, de 1.5 m de ancho y 1 m de alto, con longitud variable. Los gaviones fueron concebidos para las zonas en que la altura entre la salida del cabezal y el terreno natural es de tamaño considerable, mientras que para las zonas de menor tamaño se usaron colchones reno.
- ✓ Se recomienda que desde un principio el puente sea diseñado estable, para evitar requerir de medidas de protección posteriores.
- ✓ El hietograma de diseño empleado en el análisis del puente sobre el Río Chacayacu se obtuvo a través de las curvas IDF correspondientes a la estación Santa Isabel. La duración de cada intervalo del hietograma representa un valor cercano al tiempo de concentración de la cuenca hidrográfica del puente, mientras que la precipitación total del hietograma equivale a la precipitación de diseño para un período de retorno de 100 años (54 mm).
- ✓ La condición de humedad antecedente a considerar en la determinación de caudales de diseño corresponde a suelos humedecidos tipo II (AMCII). El

- grupo hidrológico del suelo es de tipo B, con condiciones deficientes.
- ✓ El caudal de diseño de la cuenca del puente sobre el Río Chacayacu es $51.4 \text{ m}^3/\text{s}$ y deriva de una modelización hidrológica usando HEC-HMS, ingresando para el efecto, las características geomorfológicas de la cuenca, asumiendo un caudal base de $10 \text{ m}^3/\text{s}$ y una impermeabilidad del 5%.
 - ✓ La simulación de crecida del río fue interpretado con modelización HEC-RAS para un flujo no estacionario, no permanente, de régimen mixto, ingresando para el resultado, 14 secciones de una franja de 265 m y 8% de pendiente a lo largo del cauce, con rugosidades típicas de un río de montaña de condiciones similares a las del Río Chacayacu. El caudal de crecida en el puente llega a la cota máxima de 1061.10 m.s.n.m., quedando un galibo libre de 4.51 m.
 - ✓ La altura entre el nivel de máxima creciente (NAME) y el borde inferior de la viga de la superestructura del puente, debe ser como mínimo de 2 m y la cimentación de las estructuras debería quedar por debajo de la profundidad de socavación general.
 - ✓ La socavación general fue realizada mediante la sección de emplazamiento del puente y la expresión simplificada del método de Lischtnvan-Levediev, dando como resultado una altura de socavación de 2.31 m. No se consideró socavación local en pilas o estribos.
 - ✓ Los estribos deberían alinearse con la dirección de la corriente para reducir la influencia del flujo. También se podrían considerar muros de gaviones para proteger los márgenes del río.
 - ✓ Finalmente, se determinaron cantidades de obra incluyendo: cantidad de hormigón para cunetas y estructuras de entrada y salida de alcantarillas, acero de refuerzo para las estructuras, remoción y excavación del drenaje menor y material filtrante para disipadores de energía.



REFERENCIAS

- Alonso F. (2005) *"DISEÑO HIDRÁULICO DE ALCANTARILLAS."* Disponible en: <http://www.camineros.com/docs/Diseno%20de%20Alcantarillas.pdf>, 17 pp.
- Alvarez J. & Calle F. (2013) *"ESTUDIO DE PARÁMETROS HIDRÁULICOS E HIDROLÓGICOS PARA EL DIMENSIONAMIENTO DE OBRAS PARA DRENAJE VIAL EN LA VIA DE ACCESO AL SECTOR LA UNIÓN EN SANTA ISABEL - AZUAY."* Tesis de grado. Facultad de Ingeniería, Universidad de Cuenca, Cuenca - Ecuador, 125 pp.
- Aparicio F. (1992) *FUNDAMENTOS DE HIDROLOGÍA DE SUPERFICIE*. Editorial LIMUSA S.A. de C.V, Primera Edición, México DF, 302 pp.
- Bakieva M., García-Bellido R., González Such J. & Jornet J. M. (2010) *"SPSS: GRÁFICOS - DIAGRAMA DE CAJA."* Universidad de Valencia, España. Disponible en: http://www.uv.es/innomide/spss/SPSS/SPSS_0203d.pdf, 6 pp.
- Berrocal A. (2014) *"SIMULACIÓN: TEORÍA Y APLICACIONES CON PROMODEL."* Pontificia Universidad Javeriana, Bogotá. Disponible en: <http://es.slideshare.net/GilJGH/simulacin-apli>
- Brugal M. (2012) *"PROCEDIMIENTO PARA DELIMITAR UNA CUENCA HIDROGRÁFICA O UNIDADES HIDROGRÁFICAS"*, 14 pp.
- Brunner G. (2010) *"HEC-RAS RIVER ANALYSIS SYSTEM, HYDRAULIC REFERENCE MANUAL."* Versión 4.1, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 790 pp.
- Cahuana A. & Yugar W. (2009) *"MATERIAL DE APOYO DIDÁCTICO PARA LA ENSEÑANZA Y APRENDIZAJE DE LA ASIGNATURA DE HIDROLOGÍA CIV-233."* Facultad de Ciencias y Tecnología, Universidad Mayor de San Simón, Cochabamba - Bolivia, 380 pp.
- Chereque W. (1989) *HIDROLOGÍA PARA ESTUDIANTES DE INGENIERÍA CIVIL*. Pontificia Universidad Católica del Perú, Lima - Perú, Segunda Impresión, 223 pp.
- Chow V. T. (2004) *HIDRÁULICA DE CANALES ABIERTOS*. Mc Graw-Hill, Bogotá - Colombia, 667 pp.
- Coello C. (2014) *"DRENAJE DE OBRAS VIALES."* Facultad de Ingeniería, Escuela de Ingeniería Civil, Universidad de Cuenca.
- Cooperación Guatemala - Alemania. (2001) *"MANUAL TÉCNICO DE MANTENIMIENTO PARTICIPATIVO DE CAMINOS RURALES."* Guatemala, 36 pp.
- Ecuador Estratégico. (2012) *"ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD E INGENIERÍA DEFINITIVA, PARA LA AMPLIACIÓN Y MEJORAMIENTO DE LA VÍA COCHAPAMBA - LA IBERIA, EN LA PARROQUIA DE MOLLETURO DEL CANTÓN CUENCA, PROVINCIA DE AZUAY."* Especificaciones técnicas y requisitos mínimos, Quito - Ecuador, 48 pp.
- Gobierno Provincial del Azuay. (2014) *"INFORME DE EJECUCIÓN DEL PLAN OPERATIVO ANUAL."*, 120 pp.
- Harry H. & Barnes Jr. (1969). *"ROUGHNESS CHARACTERISTICS OF NATURAL CHANNELS."* USGS: U.S. Geological Survey Water-Supply Paper, Section 3, pp. 58-



85.

- INAMHI (1999). *"ESTUDIO DE LLUVIAS INTENSAS."* Ing. Luis Rodríguez Fiallos. Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología, Departamento de Hidrometría, Quito - Ecuador, 25 pp.
- Keller G. & Sherar J. (2004) *"GUÍA DE CAMPO PARA LAS MEJORES PRÁCTICAS DE ADMINISTRACIÓN DE CAMINOS RURALES - INGENIERÍA DE CAMINOS RURALES."* US Agency for International Development (USAID), 158 pp.
- Leister de Almeida P. (2010) *"OBRAS DE CONTENCIÓN - MANUAL TÉCNICO."* MACCAFERRI América Latina, 215 pp.
- Lorenzo E., Bellón D. & Lopez G. (2009) *"CURSO DE HIDROLOGÍA E HIDRÁULICA APLICADAS - CÁLCULO DE ALCANTARILLAS."* Udelar - FI - IMFIA, 12 pp.
- Marbello R. (2005) *"FLUJO UNIFORME Y DETERMINACIÓN DE LA RUGOSIDAD EN CANALES."* Manual de Prácticas de Laboratorio de Hidráulica, Sección 7. Universidad Nacional de Colombia, Medellín - Colombia, pp. 159-190.
- Monroy F. (2010) *"DISEÑO DE SISTEMAS DE SUBDRENAJE CON ELEMENTOS FILTRANTES EN OBRAS VIALES."* Trabajo de graduación. Facultad de Ingeniería, Universidad de San Carlos de Guatemala, Guatemala, 106 pp.
- MOP. (2002) *"MANUAL DE CARRETERAS - INSTRUCCIONES Y CRITERIOS DE DISEÑO."* Gobierno de Chile, Ministerio de Obras Públicas. Volumen N°3, Parte II, 474 pp.
- MOPC. (2009) *"MANUAL DE CARRETERAS DEL PARAGUAY - NORMAS PARA OBRAS DE DRENAJE VIAL."* Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. Tomo 3, Volumen 1, 293 pp.
- MTC. (2008) *"MANUAL DE HIDROLOGÍA, HIDRÁULICA Y DRENAJE."* Ministerio de Transportes y Comunicaciones, Perú, 222 pp.
- MTI. (2008) *"MANUAL PARA LA REVISIÓN DE ESTUDIOS HIDROTÉCNICOS DE DRENAJE MENOR."* Ministerio de Transporte e Infraestructura, División General de Planificación, Nicaragua, 99 pp.
- MTOP. (2003) *"NORMAS DE DISEÑO GEOMÉTRICO DE CARRETERAS - CAPÍTULO IX: DRENAJE VIAL."* Ministerio de Transporte y Obras Públicas, Ecuador, 102 pp.
- NEVI-12-2B-MTOP. (2012) *"NORMA PARA ESTUDIOS Y DISEÑO VIAL."* Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, Norma Ecuatoriana Vial. Volumen 2, Libro B, Quito, 644 pp.
- NEVI-12-3-MTOP. (2012) *"ESPECIFICACIONES GENERALES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE CAMINOS Y PUENTES."* Ministerio de Transporte y Obras Públicas del Ecuador, Norma Ecuatoriana Vial. Volumen 3, Quito, 1028 pp.
- NRCS. (1972) *"SECTION 4: HIDROLOGY. ESTIMATION OF DIRECT RUNOFF FROM STORM RAINFALL."* SCS National Engineering Handbook. Ing. Victor Mockus, 30 pp.
- Olivera F. (1996). *ESTRUCTURACIÓN DE VÍAS TERRESTRES.* Compañía Editorial Continental, México D.F., 413 pp.
- PAVCO S.A. (2005). *"MANUAL DE DISEÑO DE GEOTEXTILES - CAPÍTULO 6: SISTEMA DE DRENAJE CON GEODREN."* pp. 115-154. Sitio web:



www.pavco.com.co

- Peralta J. (2010) "*OBRAS DE DRENAJE EN CAMINOS Y EL IMPACTO QUE ÉSTAS CAUSAN EN EL ENTORNO.*" Monografía de grado. Facultad de Ingeniería Civil, Universidad Veracruziana, Xalapa - Veracruz, 84 pp.
- Rodríguez B. & Calle F. (2013) "*DISEÑO INTEGRAL DEL SISTEMA DE DRENAJE VIAL PARA OBRAS DE ARTE MENOR (DRENAJE LONGITUDINAL Y TRASVERSAL) PARA LA CARRETERA PACHON MINA ZHARO DE 7.2 KM UBICADA EN EL CANTÓN SUSCAL EN LA PROVINCIA DE CAÑAR.*" Tesina de grado. Facultad de Ingeniería, Universidad de Cuenca, Cuenca - Ecuador, 92 pp.
- Rojas H. (2007) "*APUNTES DE CLASES - IRRIGACIÓN Y DRENAJE.*" Disponible en: http://biblioteca.uns.edu.pe/saladocentes/archivoz/curzoz/tipeo_drenaje_i_parte.pdf, 23 pp.
- Sánchez San Román F. (2011) "*HIDROLOGÍA SUPERFICIAL (II): HIDROGRAMAS.*" Departamento de Geología. Universidad de Salamanca, España, 7 pp.
- Sánchez San Román F. (2012) "*HIDROLOGÍA SUPERFICIAL (III): RELACIÓN PRECIPITACIÓN-ESCORRENTÍA.*" Departamento de Geología. Universidad de Salamanca, España, 19 pp.
- Scharffenberg W. & Fleming M. (2010) "*HEC-HMS HYDROLOGIC MODELING SYSTEM.*" Versión 3.5, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center, 306 pp.
- Suárez J. (2006) "*DESLIZAMIENTOS: TÉCNICAS DE REMEDIACIÓN - CAPÍTULO 2: OBRAS DE DRENAJE Y SUBDRENAJE*" México, pp. 47-107. Sitio web: www.erosion.com.co

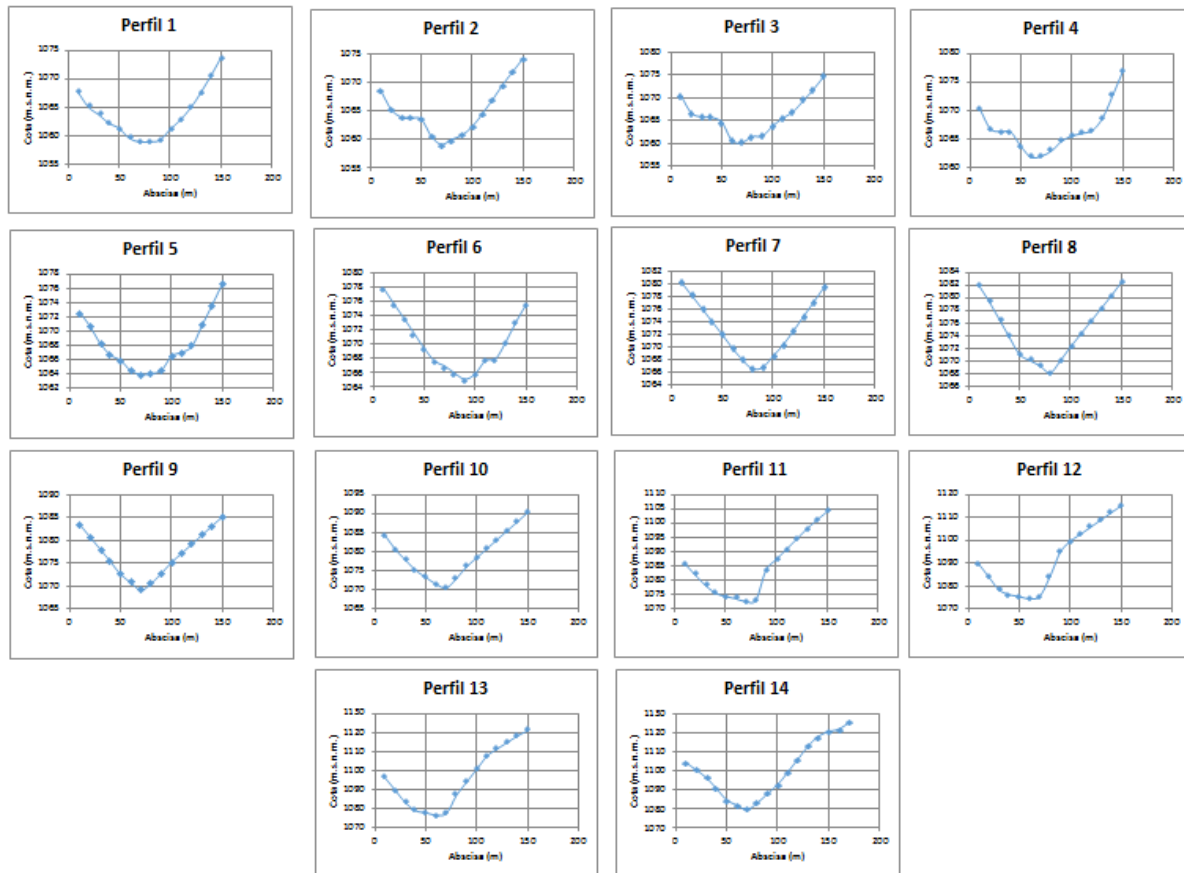
ANEXOS**A.- Puntos para emplazamiento de alcantarillas**

El siguiente cuadro presenta las abscisas de la vía en las que se ubicaron las 110 alcantarillas establecidas: para control, por relleno considerable, por presencia de quebradas y puntos bajos [PB].

#	ABSCISAS				
	CONTROL		RELLENO	QUEBRADA	PB
1	0+858.0	17+228.0	0+436.2	12+316.7	0+118.5
2	1+040.0	17+385.0	1+905.6	12+880.9	0+250.0
3	1+321.5	17+585.0	2+992.8	22+197.0	5+494.0
4	1+440.0	18+037.5	4+661.6	22+325.8	6+057.0
5	1+719.5	18+301.6	4+785.0	22+649.1	7+435.0
6	2+298.4	18+773.0	4+978.0	23+881.7	7+918.0
7	2+815.0	19+360.0	7+225.0	25+478.0	9+778.0
8	3+281.5	19+602.0	7+615.0	25+617.8	27+878.0
9	3+590.0	20+316.7	8+387.5	25+998.2	
10	4+140.0	20+636.4	8+693.0	26+355.0	
11	5+230.0	21+163.0	10+468.5	27+014.0	
12	6+360.0	21+370.0	11+531.2	27+141.2	
13	6+623.4	21+800.0	11+700.0	27+448.7	
14	6+794.0	22+420.0	13+805.4		
15	8+942.2	23+131.9	14+070.0		
16	9+433.0	23+206.7	14+724.0		
17	9+555.0	23+390.0	14+958.1		
18	10+665.0	23+505.0	15+241.7		
19	10+985.5	23+619.0	19+002.0		
20	11+095.0	24+008.2	19+771.3		
21	11+621.9	24+094.0	20+154.4		
22	11+990.0	24+422.0	20+276.1		
23	12+214.0	24+526.1	21+321.1		
24	12+600.0	24+618.5	21+915.0		
25	13+360.0	24+746.4	22+527.2		
26	15+625.0	24+917.2	22+730.0		
27	16+008.0	25+071.9	23+310.4		
28	16+270.0	26+642.3	24+300.5		
29	16+495.6	27+640.0	27+505.5		
30	16+832.0	28+026.5			

B.- Perfiles del cauce para la modelización en HEC-RAS

A lo largo del Río Chacayacu se establecieron 14 perfiles con ayuda de Autocad Civil 3d, antes del cruce con la carretera, en la vía misma (perfil #3) y después del cruce, con el objeto de ingresarlos en el programa y obtener el modelado correspondiente al análisis del NAME, en el sitio de implantación del puente.



C.- Diseño hidráulico de alcantarillas

En este punto se presenta la información relacionada al área de drenaje, velocidad del flujo en el conducto, alturas de entrada y salida, a más de las pérdidas locales y por fricción presentes en cada alcantarilla, como fue descrito en el apartado 4.5.3.3.

#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	V (m/s)	He = h1 (m)	L*So (m/m)	h _v (m)	Ke	he (m)	hf (m)	Hs = h4 (m)
1	0+118.5	6.27	2.22	1.14	0.24	0.25	0.2	0.05	0.16	0.91
2	0+250.0	10.02	2.64	1.39	0.21	0.35	0.2	0.07	0.17	1.00



#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	V (m/s)	He = h1 (m)	L*So (m/m)	hv (m)	Ke	he (m)	hf (m)	Hs = h4 (m)
3	0+436.2	8.86	2.50	1.28	0.31	0.32	0.2	0.06	0.23	0.97
4	0+858.0	2.05	1.59	0.86	0.19	0.13	0.2	0.03	0.11	0.78
5	1+040.0	1.61	1.47	0.80	0.23	0.11	0.2	0.02	0.14	0.76
6	1+321.5	2.97	1.77	0.93	0.20	0.16	0.2	0.03	0.12	0.82
7	1+440.0	3.51	1.84	0.96	0.21	0.17	0.2	0.03	0.13	0.83
8	1+719.5	5.04	2.14	1.10	0.23	0.23	0.2	0.05	0.15	0.90
9	1+905.6	8.97	2.61	1.37	0.23	0.35	0.2	0.07	0.18	1.00
10	2+298.4	5.44	2.20	1.13	0.23	0.25	0.2	0.05	0.15	0.91
11	2+815.0	2.48	1.77	0.93	0.20	0.16	0.2	0.03	0.12	0.82
12	2+992.8	3.57	1.91	0.99	0.23	0.19	0.2	0.04	0.14	0.85
13	3+281.5	0.71	1.29	0.75	0.19	0.08	0.2	0.02	0.12	0.72
14	3+590.0	0.42	1.13	0.69	0.25	0.07	0.2	0.01	0.16	0.69
15	4+140.0	2.08	1.62	0.85	0.23	0.13	0.2	0.03	0.14	0.79
16	4+661.6	4.78	2.00	1.02	0.26	0.20	0.2	0.04	0.17	0.87
17	4+785.0	0.31	0.99	0.41	0.45	0.05	0.2	0.01	0.12	0.67
18	4+978.0	0.92	1.28	0.71	0.30	0.08	0.2	0.02	0.19	0.72
19	5+230.0	0.82	1.26	0.74	0.19	0.08	0.2	0.02	0.12	0.72
20	5+494.0	0.86	1.30	0.75	0.19	0.09	0.2	0.02	0.12	0.72
21	6+057.0	0.32	1.19	0.73	0.18	0.07	0.2	0.01	0.11	0.70
22	6+360.0	2.19	1.61	0.86	0.20	0.13	0.2	0.03	0.12	0.78
23	6+623.4	1.18	1.40	0.72	0.36	0.10	0.2	0.02	0.22	0.74
24	6+794.0	0.63	1.20	0.72	0.21	0.07	0.2	0.01	0.13	0.71
25	7+225.0	0.55	1.25	0.71	0.26	0.08	0.2	0.02	0.16	0.71
26	7+435.0	0.14	1.04	0.68	0.20	0.06	0.2	0.01	0.13	0.68
27	7+615.0	0.13	0.83	0.64	0.23	0.04	0.2	0.01	0.17	0.65
28	7+918.0	0.24	1.15	0.70	0.21	0.07	0.2	0.01	0.14	0.70
29	8+387.5	2.07	1.60	0.85	0.23	0.13	0.2	0.03	0.14	0.78
30	8+693.0	2.02	1.61	0.86	0.21	0.13	0.2	0.03	0.12	0.78
31	8+942.2	0.13	0.96	0.65	0.24	0.05	0.2	0.01	0.16	0.67
32	9+433.0	0.57	1.27	0.72	0.25	0.08	0.2	0.02	0.16	0.72
33	9+555.0	0.13	1.11	0.69	0.21	0.06	0.2	0.01	0.13	0.69
34	9+778.0	0.07	0.98	0.67	0.19	0.05	0.2	0.01	0.13	0.67
35	10+468.5	0.92	1.40	0.77	0.23	0.10	0.2	0.02	0.14	0.74
36	10+665.0	1.29	1.33	0.74	0.27	0.09	0.2	0.02	0.16	0.73
37	10+985.5	0.21	1.02	0.67	0.21	0.05	0.2	0.01	0.14	0.68
38	11+095.0	0.28	0.89	0.64	0.24	0.04	0.2	0.01	0.17	0.66
39	11+531.2	1.13	1.28	0.72	0.26	0.08	0.2	0.02	0.16	0.72
40	11+621.9	0.29	0.89	0.63	0.27	0.04	0.2	0.01	0.19	0.66



#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	V (m/s)	He = h1 (m)	L*So (m/m)	hv (m)	Ke	he (m)	hf (m)	Hs = h4 (m)
41	11+700.0	0.14	0.76	0.26	0.61	0.03	0.2	0.01	0.19	0.64
42	11+990.0	1.14	1.26	0.70	0.30	0.08	0.2	0.02	0.19	0.72
43	12+214.0	0.18	0.87	0.38	0.45	0.04	0.2	0.01	0.13	0.66
44	12+316.7	32.64	3.38	2.14	0.39	0.58	0.5	0.29	0.10	1.18
45	12+600.0	10.09	2.29	1.18	0.22	0.27	0.2	0.05	0.15	0.93
46	12+880.9	49.41	3.44	1.96	0.69	0.60	0.5	0.30	0.09	1.35
47	13+360.0	3.07	1.62	0.86	0.22	0.13	0.2	0.03	0.13	0.79
48	13+805.4	4.74	1.88	0.73	0.43	0.18	0.2	0.04	0.11	0.84
49	14+070.0	3.16	1.66	0.71	0.43	0.14	0.2	0.03	0.17	0.79
50	14+724.0	4.34	1.85	0.62	0.68	0.17	0.2	0.03	0.17	0.83
51	14+958.1	8.03	2.20	1.12	0.27	0.25	0.2	0.05	0.18	0.91
52	15+241.7	6.00	2.01	0.79	0.44	0.21	0.2	0.04	0.11	0.87
53	15+625.0	8.75	2.27	1.14	0.33	0.26	0.2	0.05	0.23	0.93
54	16+008.0	4.76	1.88	0.98	0.20	0.18	0.2	0.04	0.12	0.84
55	16+270.0	1.57	1.39	0.74	0.30	0.10	0.2	0.02	0.18	0.74
56	16+495.6	0.95	1.22	0.73	0.19	0.08	0.2	0.02	0.12	0.71
57	16+832.0	1.70	1.42	0.78	0.23	0.10	0.2	0.02	0.14	0.75
58	17+228.0	0.86	1.22	0.72	0.23	0.08	0.2	0.02	0.14	0.71
59	17+385.0	1.43	1.34	0.75	0.24	0.09	0.2	0.02	0.15	0.73
60	17+585.0	1.30	1.31	0.74	0.23	0.09	0.2	0.02	0.14	0.73
61	18+037.5	1.26	1.31	0.74	0.23	0.09	0.2	0.02	0.14	0.73
62	18+301.6	0.28	0.95	0.67	0.17	0.05	0.2	0.01	0.12	0.67
63	18+773.0	0.52	1.11	0.69	0.22	0.06	0.2	0.01	0.14	0.69
64	19+002.0	1.01	1.15	0.46	0.44	0.07	0.2	0.01	0.11	0.70
65	19+360.0	0.44	1.01	0.67	0.22	0.05	0.2	0.01	0.15	0.68
66	19+602.0	0.66	1.06	0.67	0.24	0.06	0.2	0.01	0.16	0.68
67	19+771.3	10.00	2.13	1.09	0.23	0.23	0.2	0.05	0.15	0.89
68	20+154.4	1.50	1.29	0.46	0.48	0.08	0.2	0.02	0.12	0.72
69	20+276.1	3.02	1.49	0.45	0.59	0.11	0.2	0.02	0.14	0.76
70	20+316.7	4.09	1.62	0.84	0.26	0.13	0.2	0.03	0.16	0.78
71	20+636.4	2.11	1.39	0.36	0.80	0.10	0.2	0.02	0.20	0.74
72	21+163.0	4.47	1.70	0.86	0.30	0.15	0.2	0.03	0.18	0.80
73	21+321.1	0.98	1.13	0.27	1.05	0.07	0.2	0.01	0.45	0.69
74	21+370.0	0.31	0.83	0.20	1.17	0.04	0.2	0.01	0.35	0.65
75	21+800.0	1.42	1.28	0.75	0.18	0.08	0.2	0.02	0.11	0.72
76	21+915.0	0.18	0.79	0.63	0.23	0.03	0.2	0.01	0.17	0.65
77	22+197.0	24.63	2.73	1.32	0.81	0.38	0.2	0.08	0.24	1.14
78	22+325.8	15.39	2.43	1.05	1.11	0.30	0.2	0.06	0.33	0.96

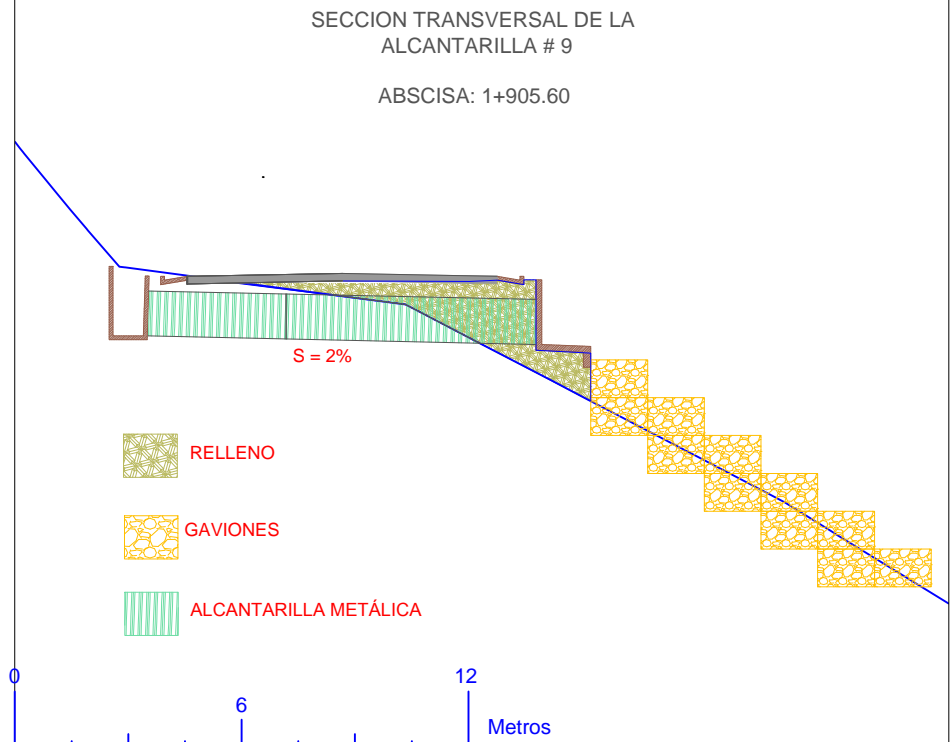
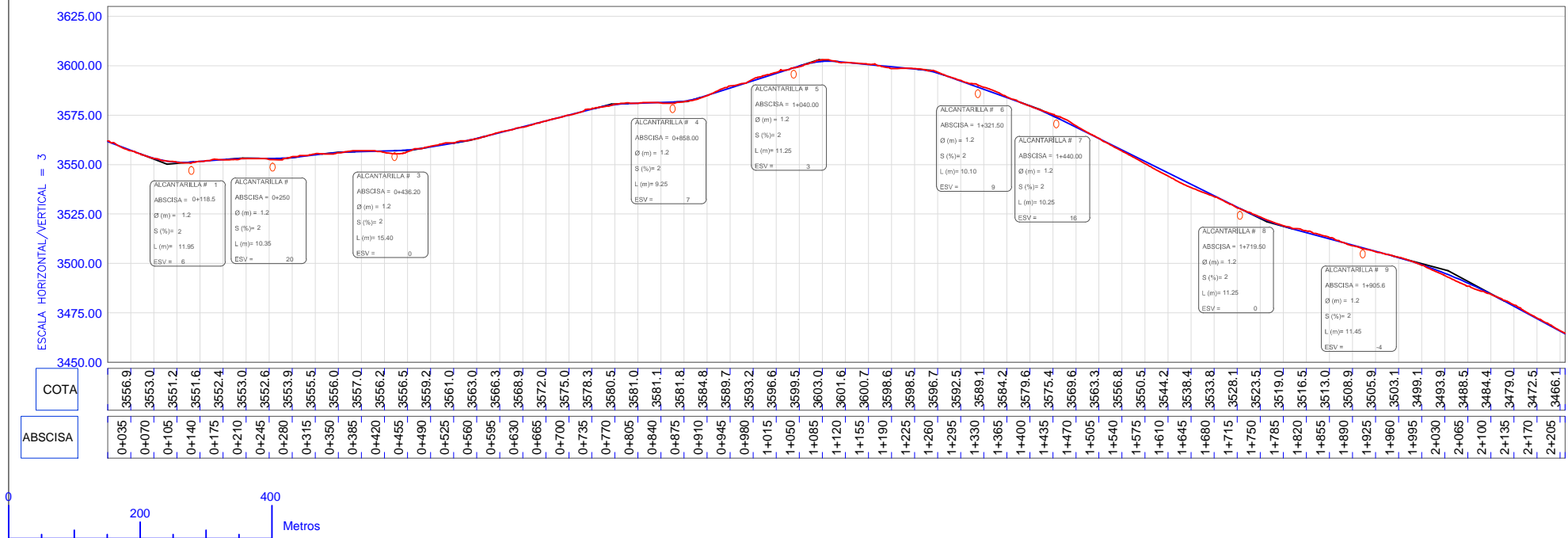
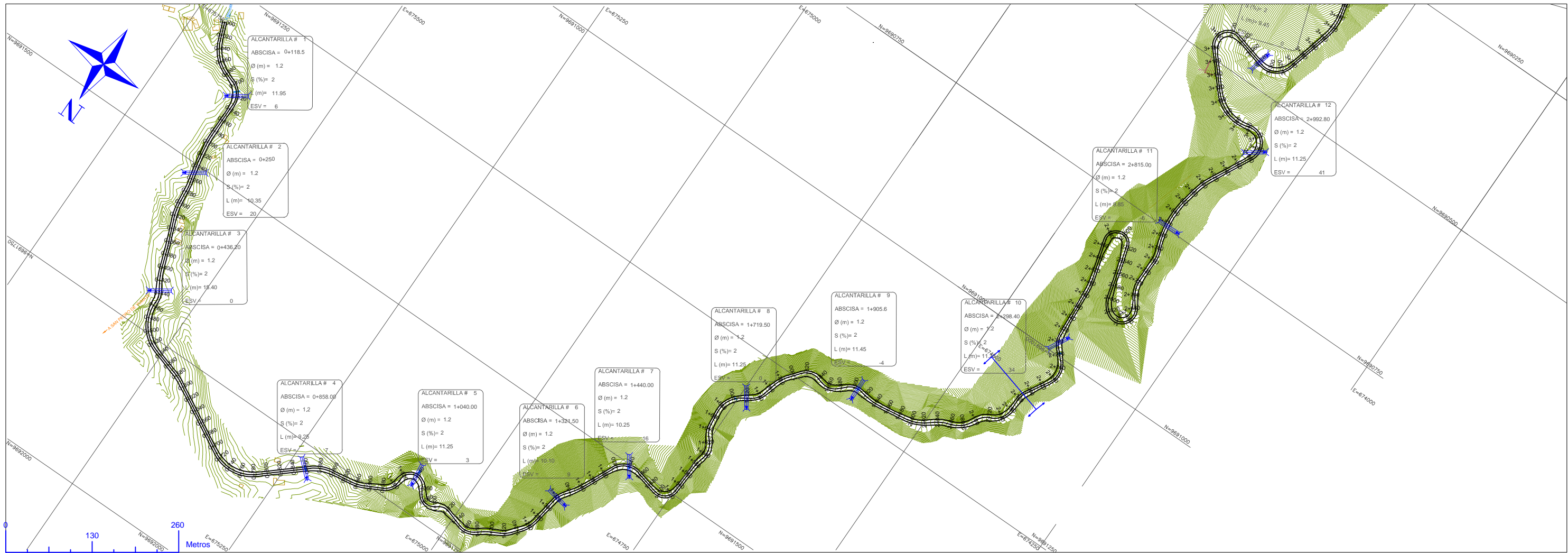


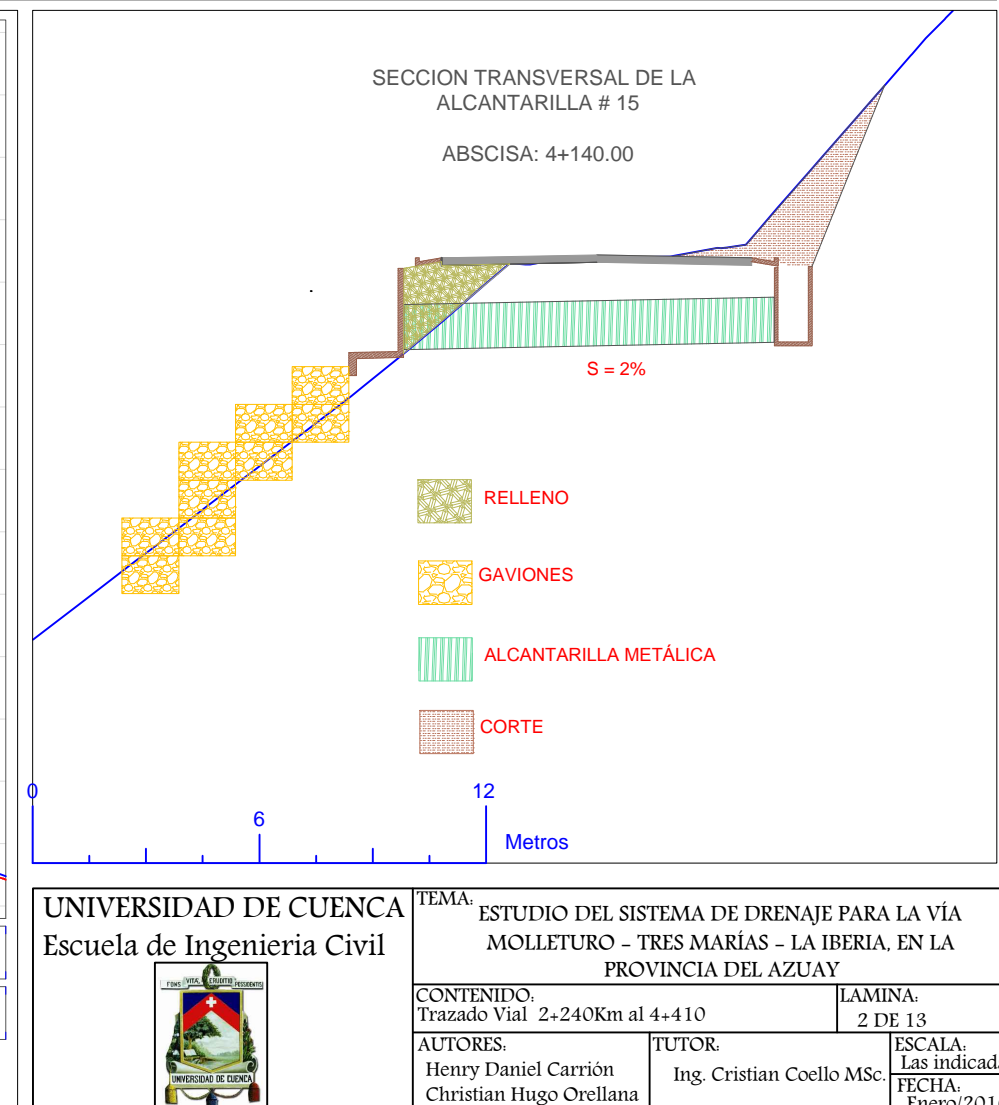
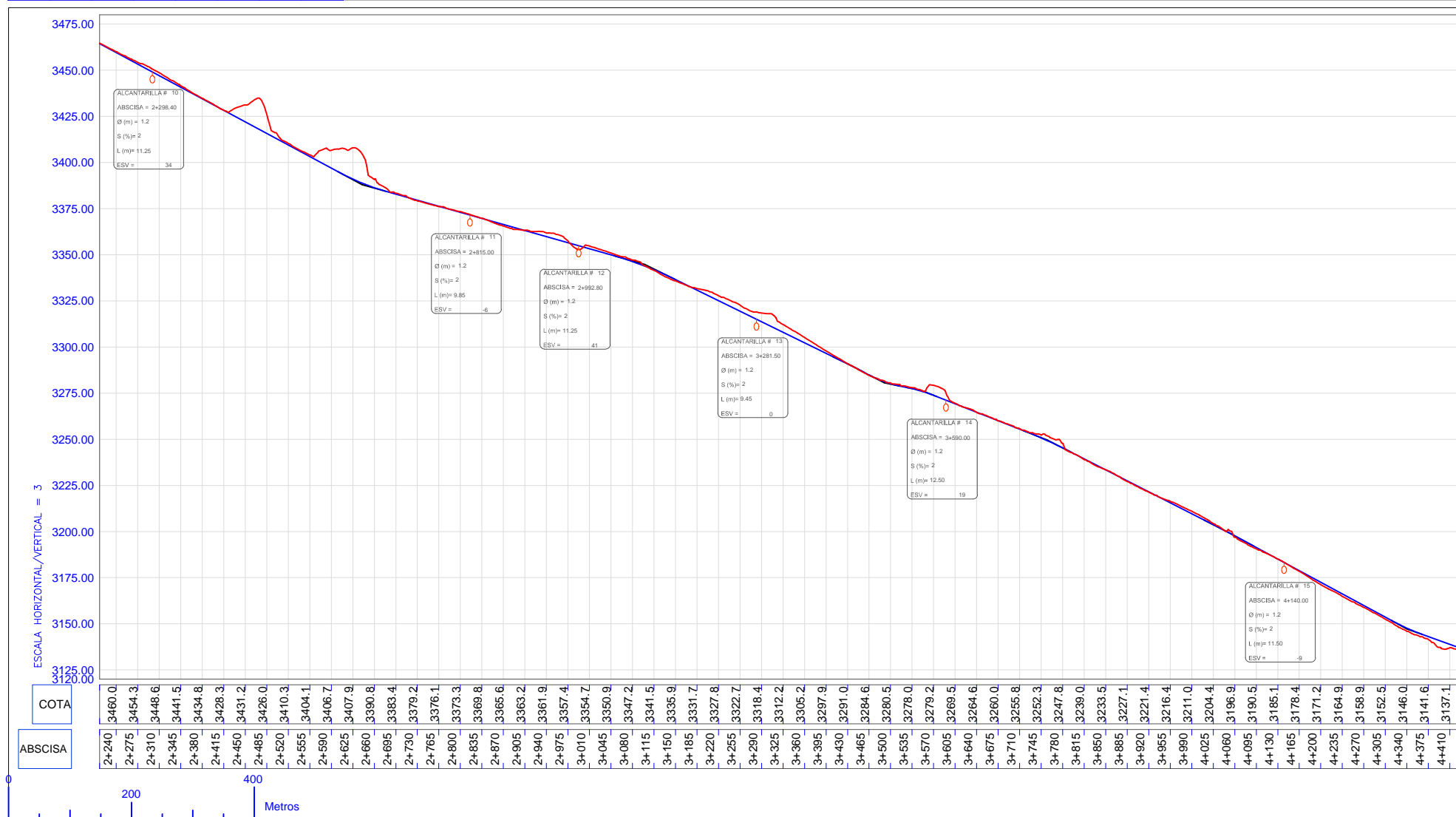
#	ABSCISAS	Área drenaje (m ²)	V (m/s)	He = h1 (m)	L*So (m/m)	hv (m)	Ke	he (m)	hf (m)	Hs = h4 (m)
79	22+420.0	5.13	1.73	0.55	1.53	0.15	0.2	0.03	0.37	0.81
80	22+527.2	17.66	0.58	0.18	1.51	0.02	0.2	0.00	0.53	0.63
81	22+649.1	37.97	2.99	1.44	0.85	0.46	0.5	0.23	0.12	1.06
82	22+730.0	26.14	2.56	1.17	1.08	0.33	0.2	0.07	0.29	1.10
83	23+131.9	2.41	1.44	0.39	0.65	0.11	0.2	0.02	0.16	0.75
84	23+206.7	2.50	1.42	0.37	0.96	0.10	0.2	0.02	0.23	0.74
85	23+310.4	3.25	1.52	0.82	0.22	0.12	0.2	0.02	0.14	0.77
86	23+390.0	4.60	1.68	0.51	0.86	0.14	0.2	0.03	0.21	0.80
87	23+505.0	1.17	1.17	0.27	0.79	0.07	0.2	0.01	0.20	0.70
88	23+619.0	5.35	1.75	0.56	1.96	0.16	0.2	0.03	0.48	0.81
89	23+881.7	50.43	3.51	2.06	1.48	0.63	0.5	0.31	0.19	1.38
90	24+008.2	1.02	1.13	0.26	0.98	0.07	0.2	0.01	0.25	0.69
91	24+094.0	4.26	1.64	0.49	0.91	0.14	0.2	0.03	0.22	0.79
92	24+300.5	4.41	1.67	0.51	0.67	0.14	0.2	0.03	0.16	0.79
93	24+422.0	1.78	1.30	0.32	1.15	0.09	0.2	0.02	0.29	0.72
94	24+526.1	1.07	1.14	0.36	0.56	0.07	0.2	0.01	0.14	0.70
95	24+618.5	1.92	1.32	0.33	1.19	0.09	0.2	0.02	0.29	0.73
96	24+746.4	3.08	1.51	0.42	2.45	0.12	0.2	0.02	0.60	0.76
97	24+917.2	1.40	1.22	0.29	0.72	0.08	0.2	0.02	0.18	0.71
98	25+071.9	0.94	1.12	0.35	0.57	0.06	0.2	0.01	0.15	0.69
99	25+478.0	86.44	3.75	2.58	1.11	0.72	0.5	0.36	0.16	1.47
100	25+617.8	68.56	3.66	2.38	0.59	0.68	0.5	0.34	0.08	1.43
101	25+998.2	24.17	2.73	1.32	0.53	0.38	0.2	0.08	0.16	1.14
102	26+355.0	24.85	2.76	1.55	0.23	0.39	0.2	0.08	0.17	1.15
103	26+642.3	9.24	2.08	1.04	0.31	0.22	0.2	0.04	0.20	0.88
104	27+014.0	29.08	3.01	1.47	0.52	0.46	0.5	0.23	0.07	1.06
105	27+141.2	19.02	2.67	1.41	0.22	0.36	0.2	0.07	0.18	1.01
106	27+448.7	14.48	2.42	1.05	0.79	0.30	0.2	0.06	0.23	0.96
107	27+505.5	8.87	2.04	1.04	0.25	0.21	0.2	0.04	0.16	0.88
108	27+640.0	7.90	1.97	0.71	0.57	0.20	0.2	0.04	0.14	0.86
109	27+878.0	8.17	2.01	0.73	0.63	0.21	0.2	0.04	0.16	0.87
110	28+026.5	4.79	1.70	0.53	0.67	0.15	0.2	0.03	0.16	0.80

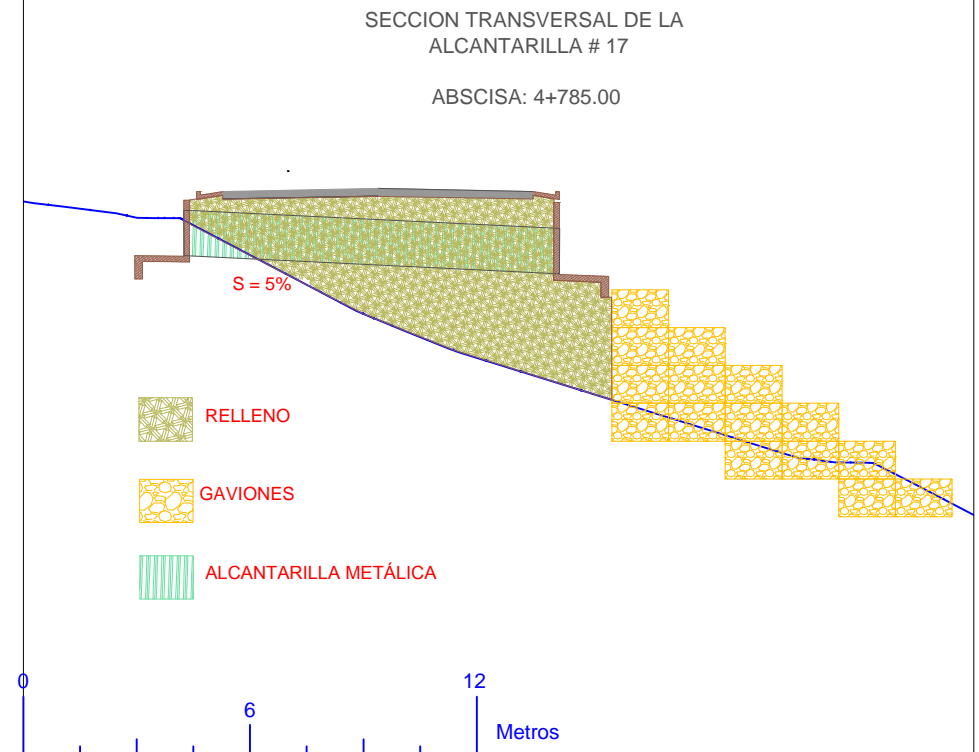
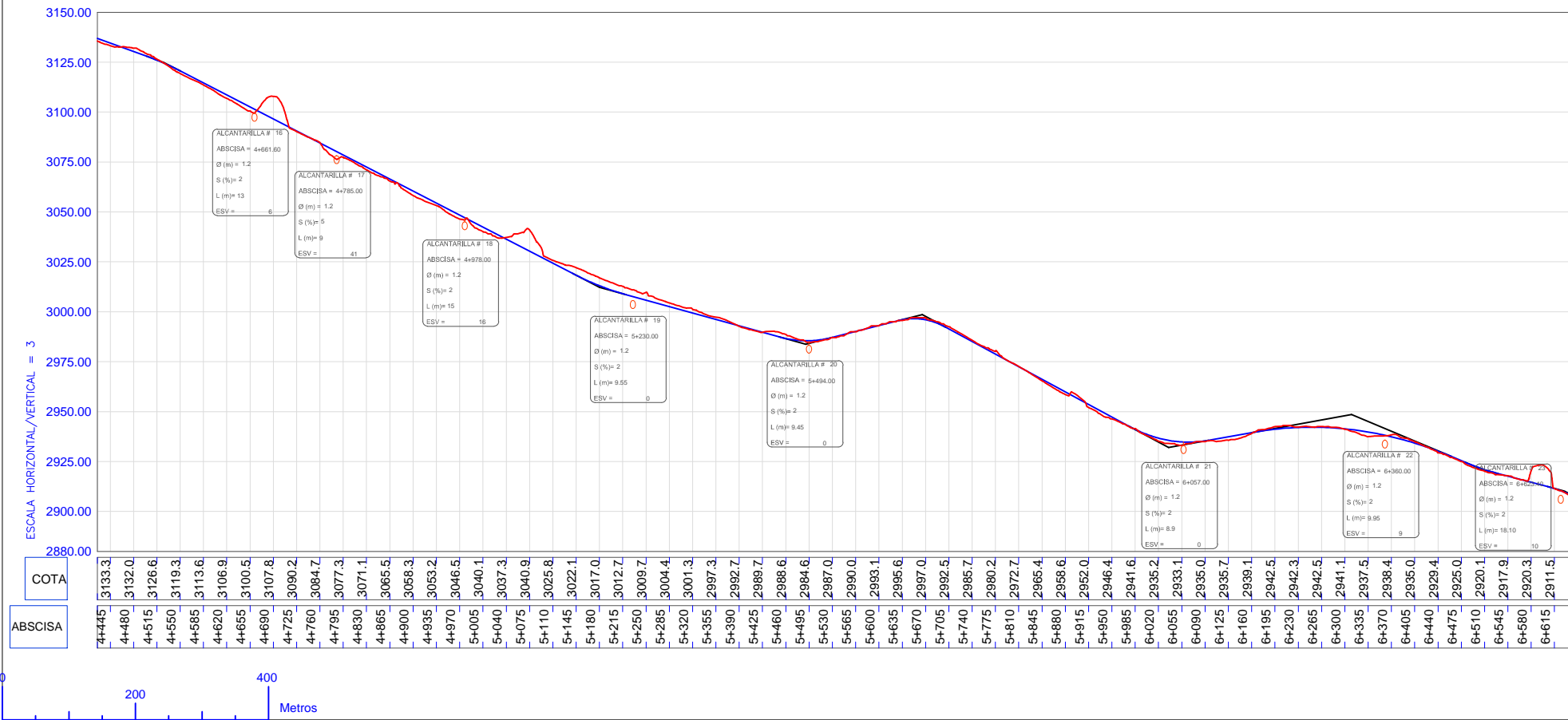
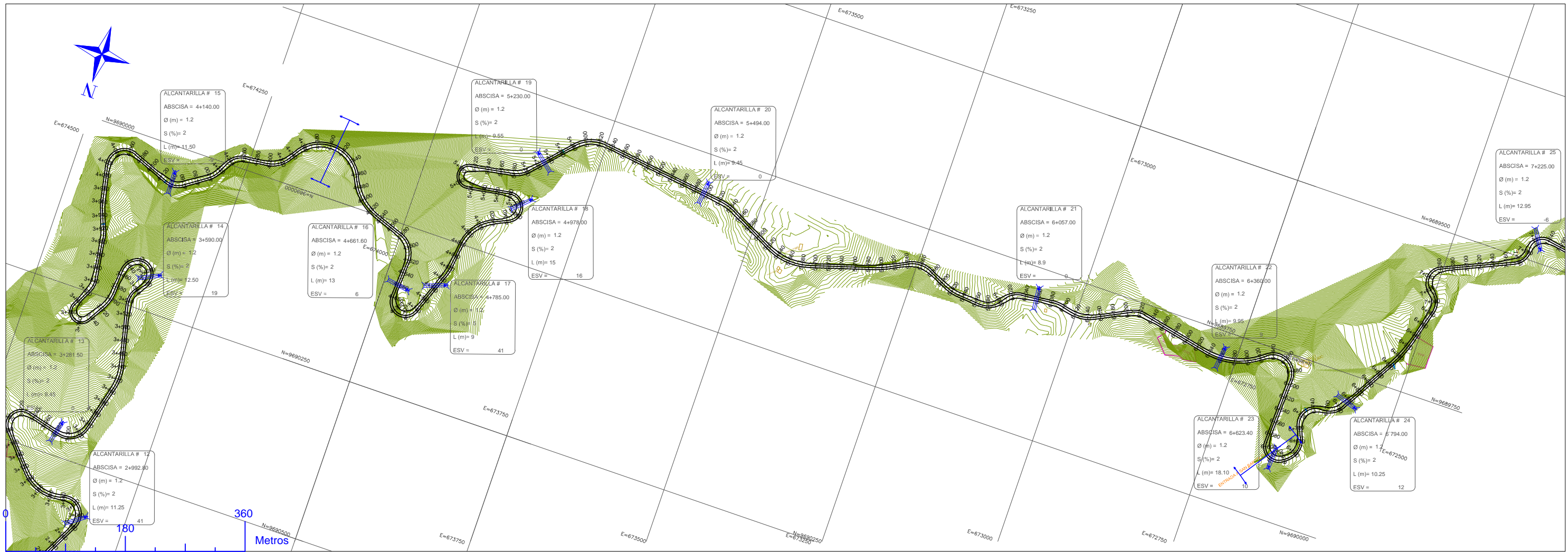


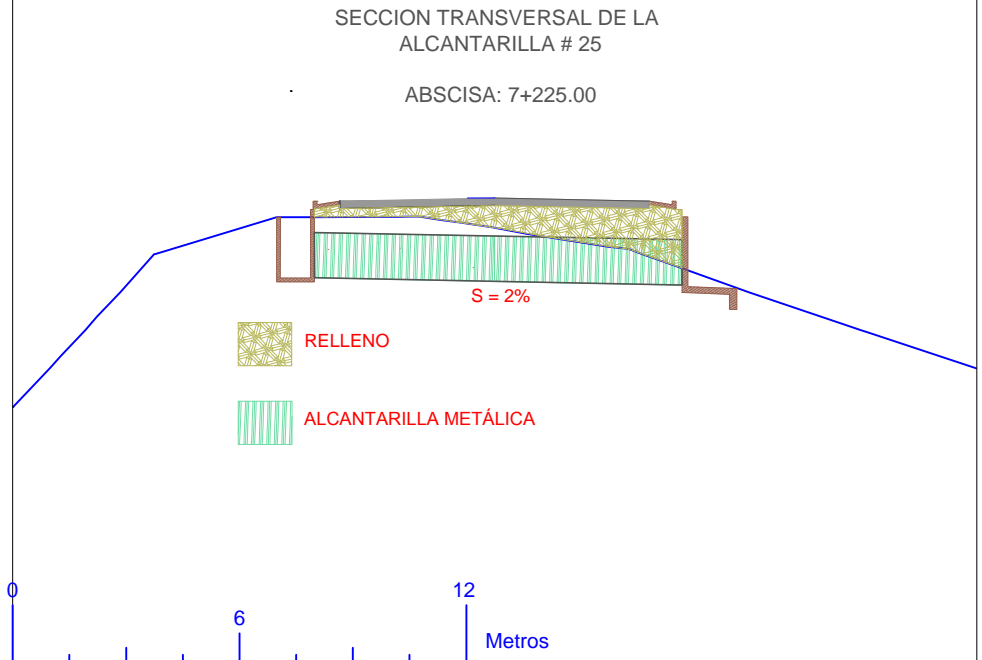
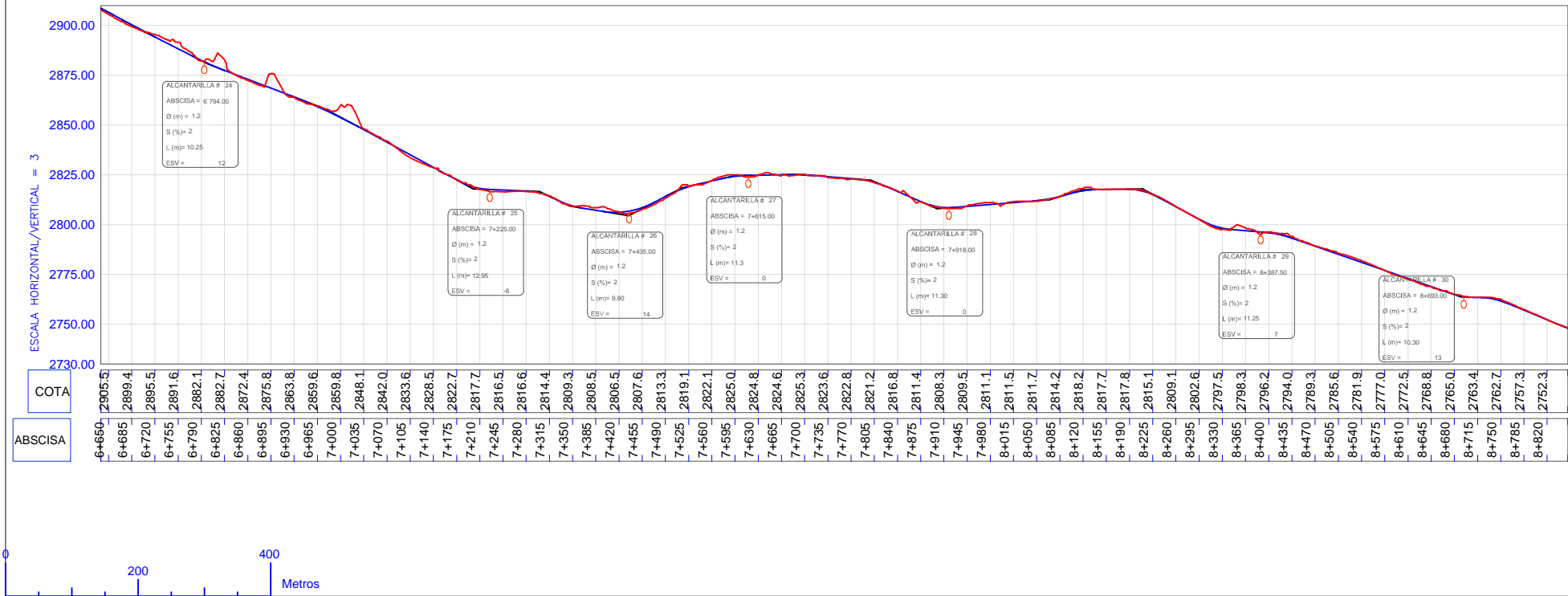
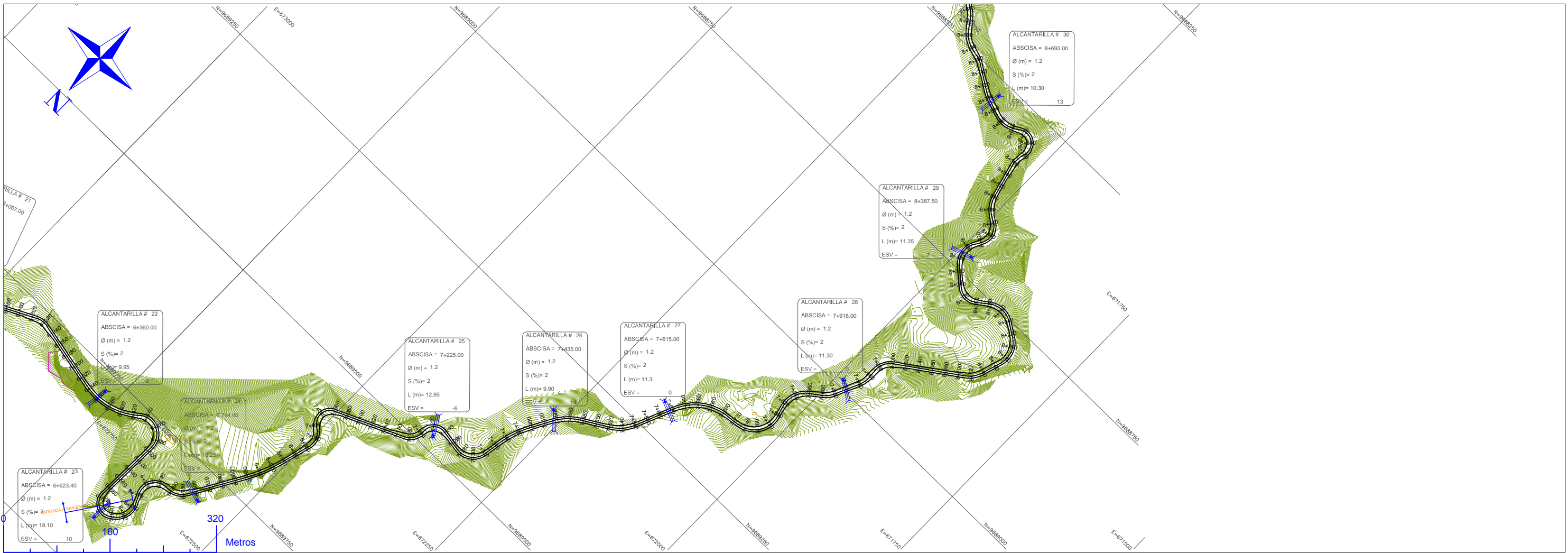
D.- Trazado vial

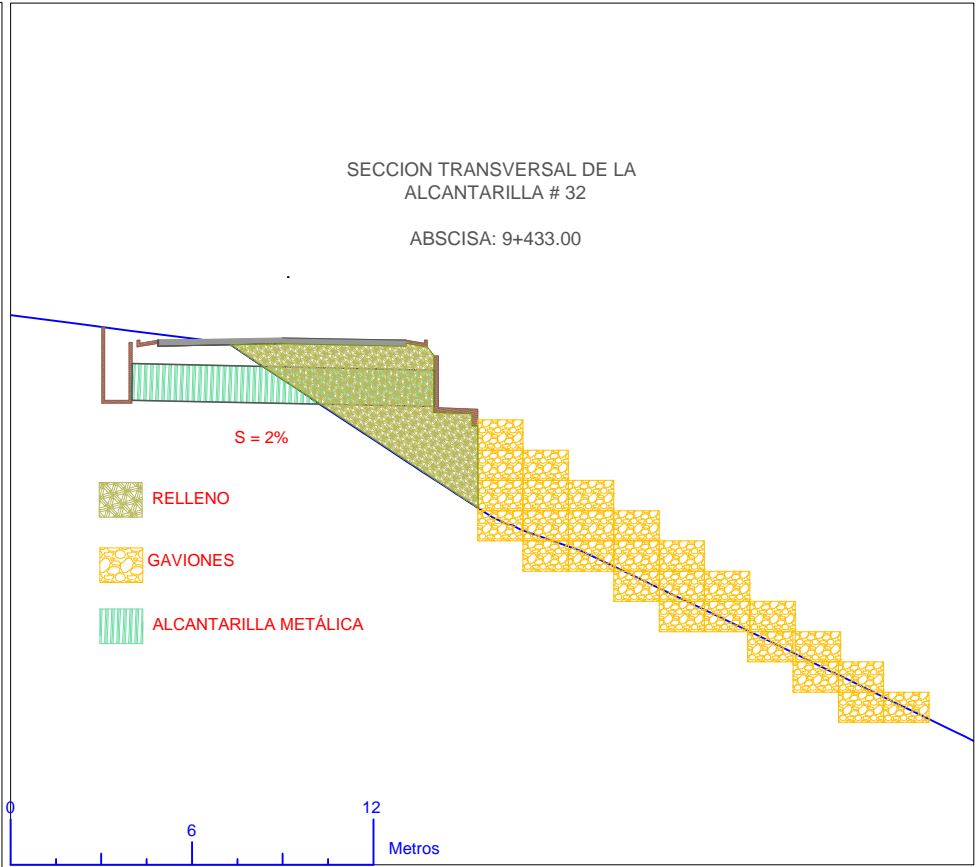
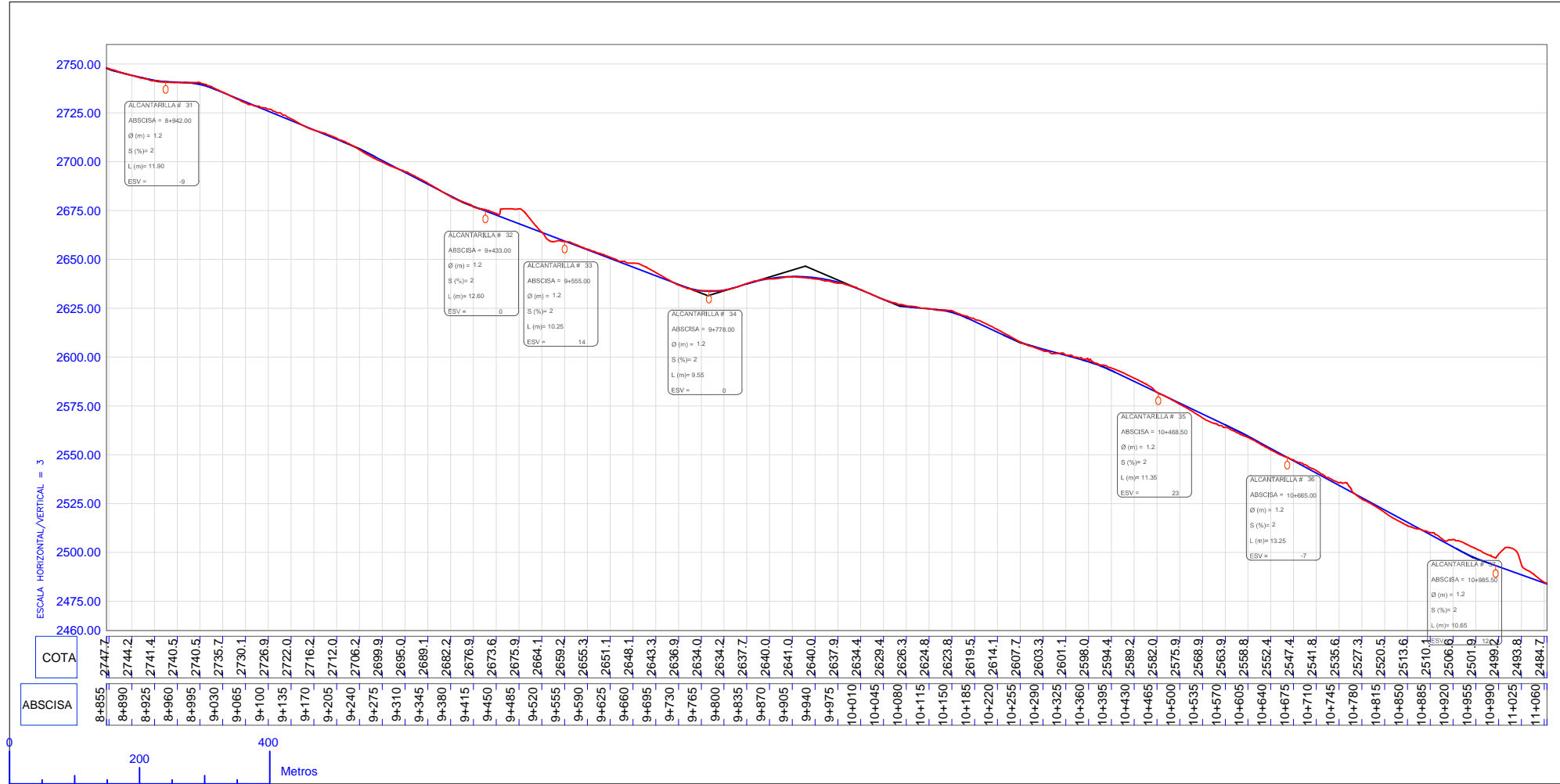
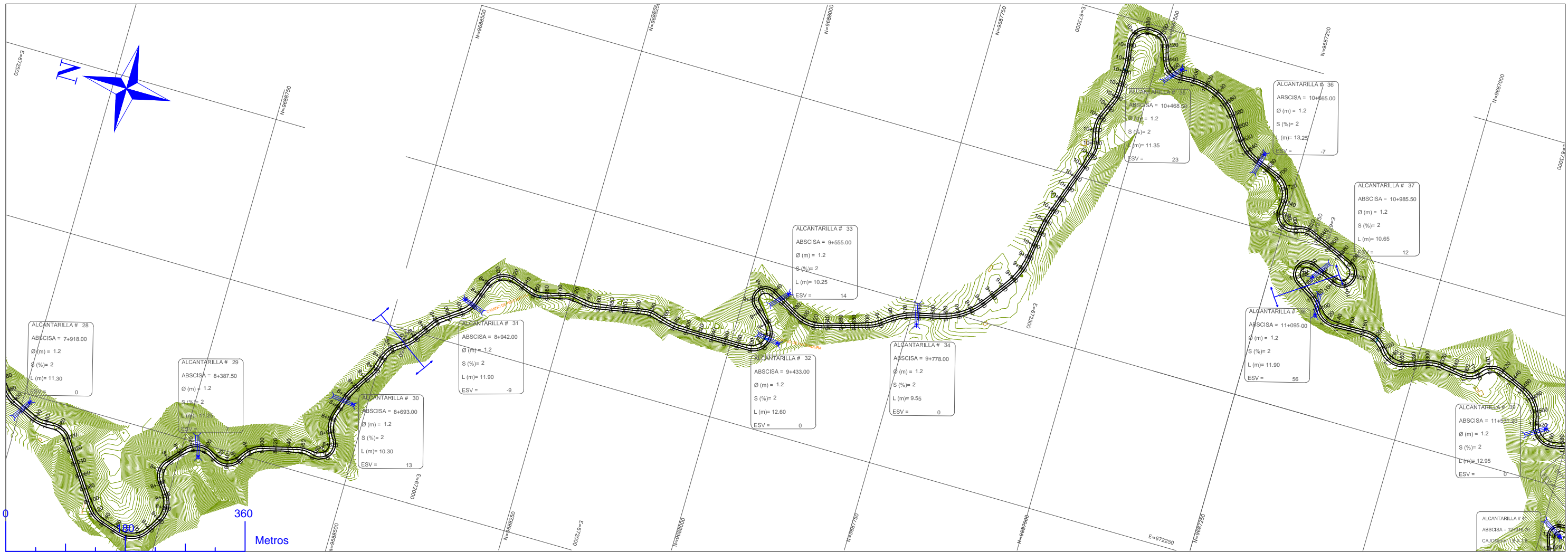
Con el fin de obtener una visualización de lo que consiste la evaluación del sistema de drenaje para la vía Molleturo - Tres Marías - La Iberia se adjuntan los planos generados mediante Autocad Civil 3d, de todo el tramo de estudio, con la planta y el perfil, detallando en cada caso la ubicación de las obras de drenaje transversal. También se incluyen ciertas secciones de implantación de alcantarillas, con los respectivos disipadores de energía considerados.

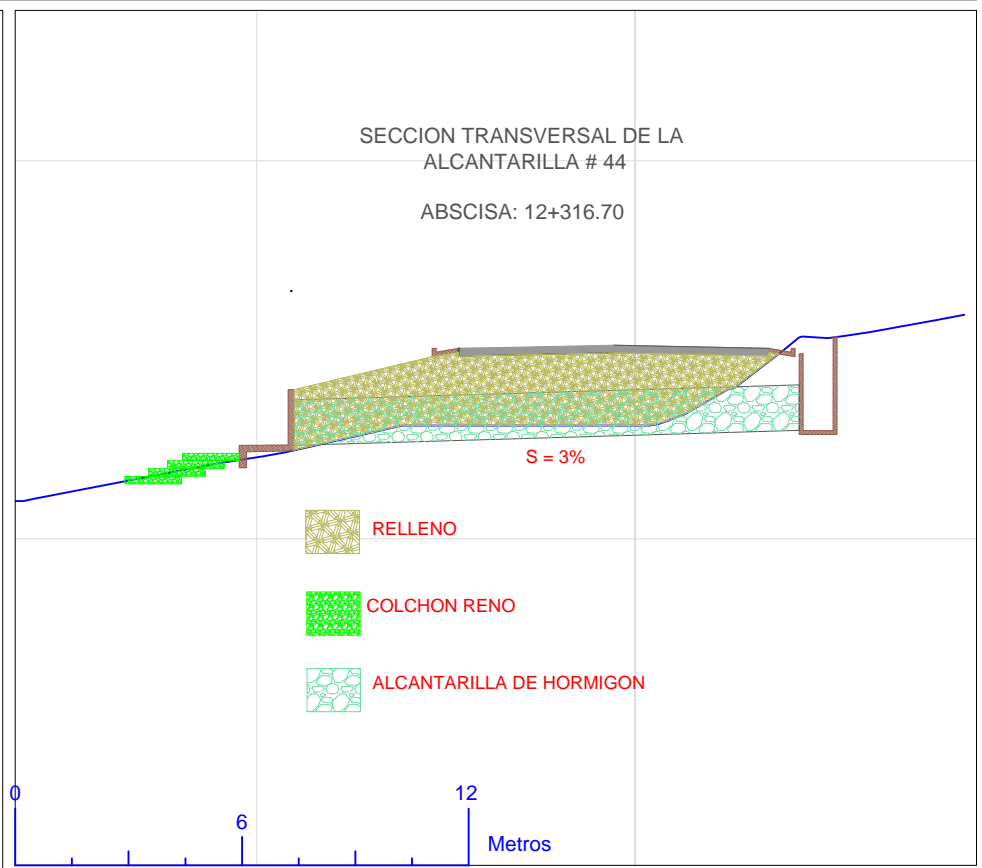
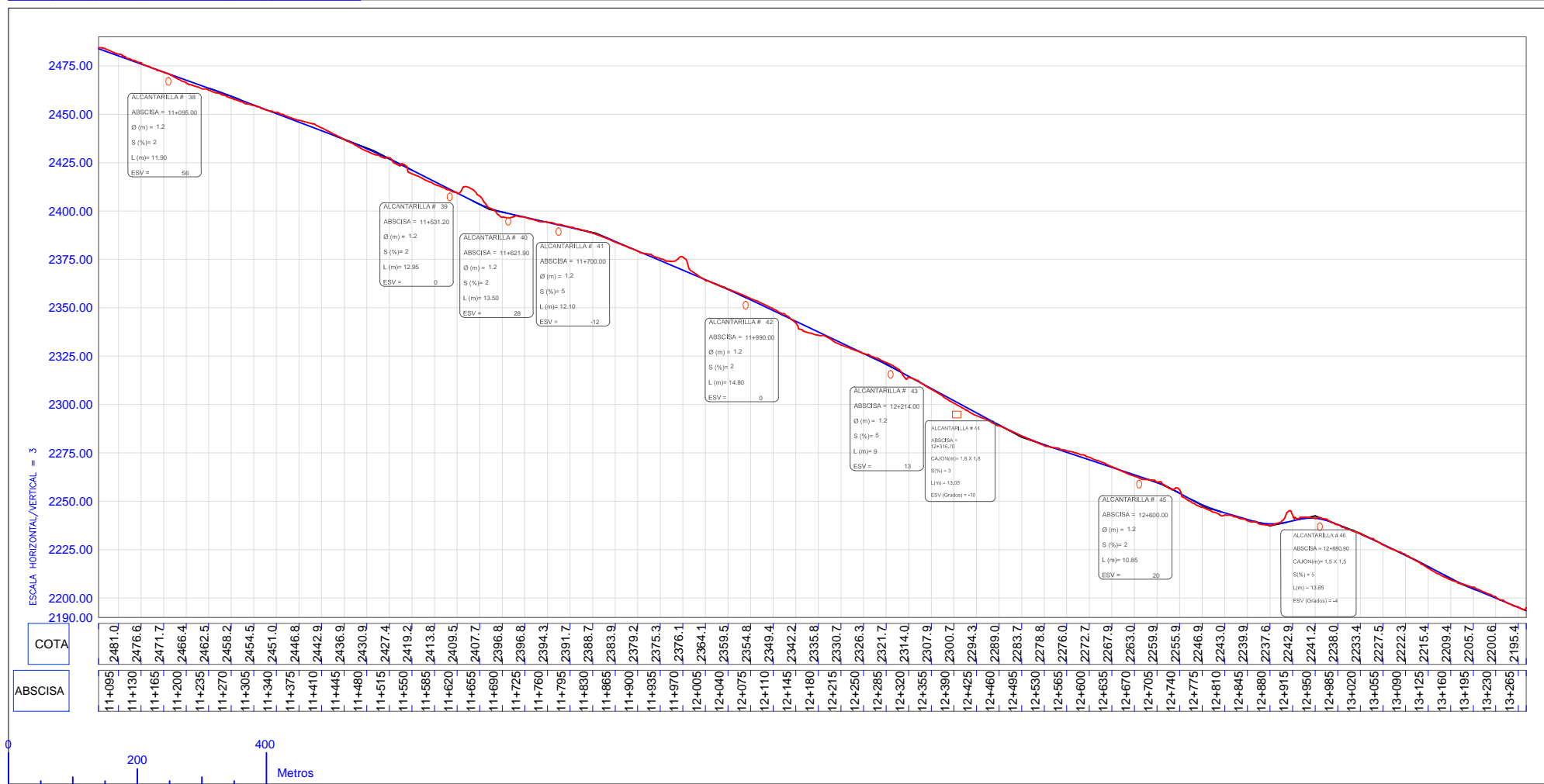
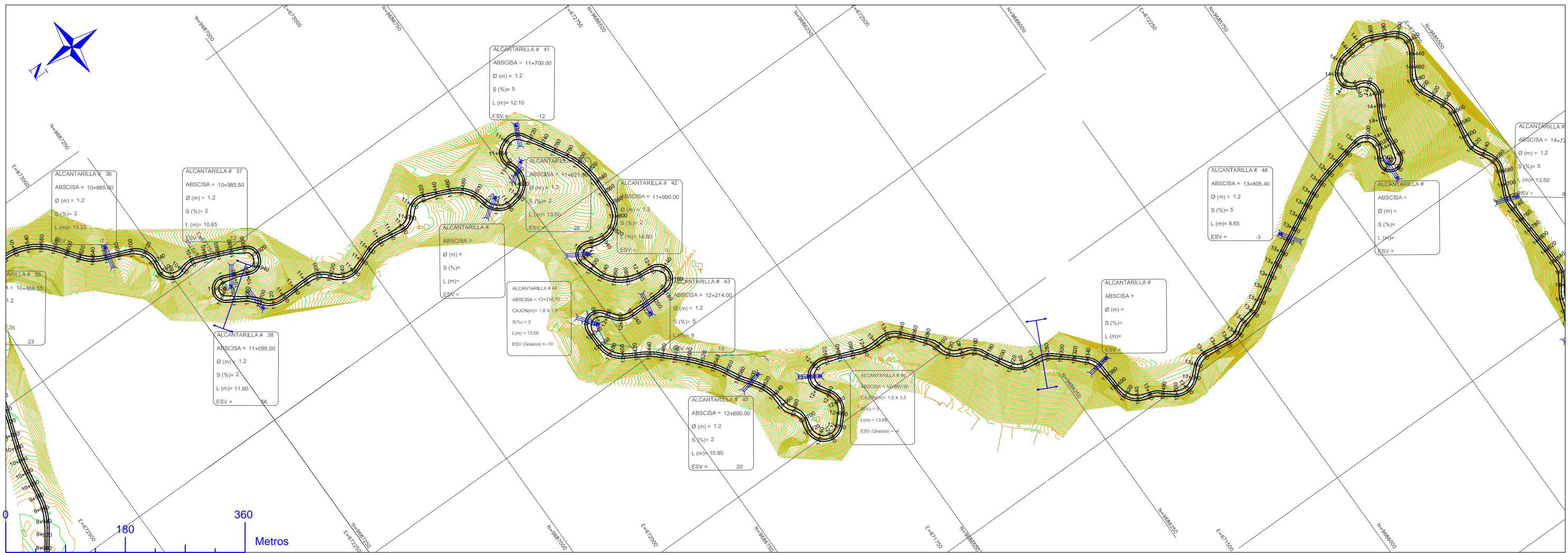


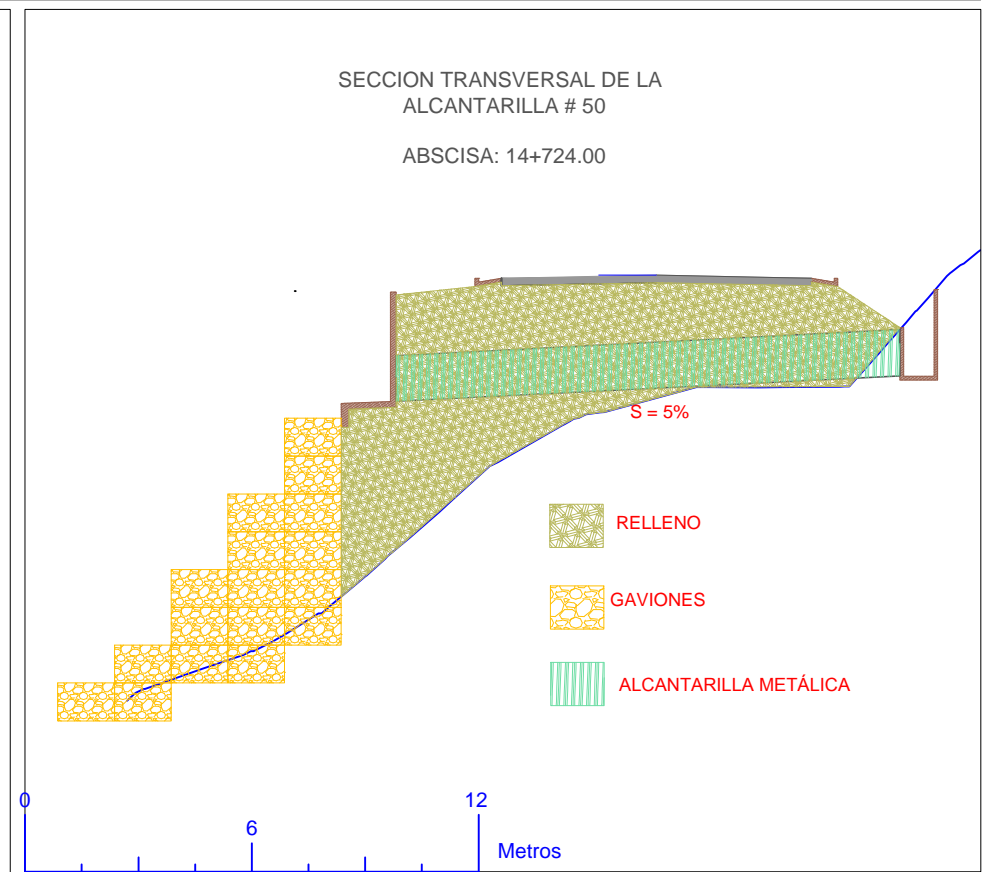
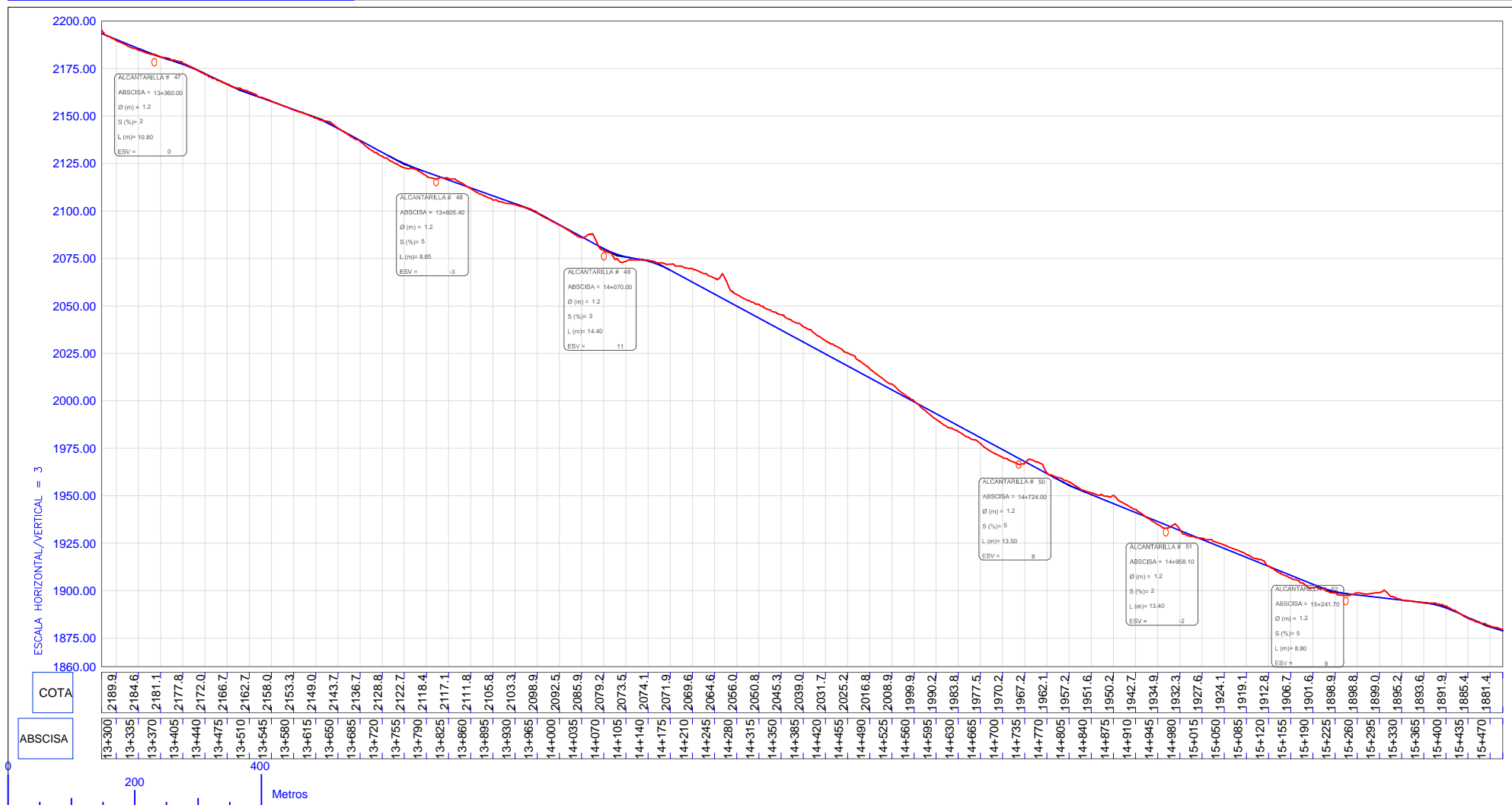


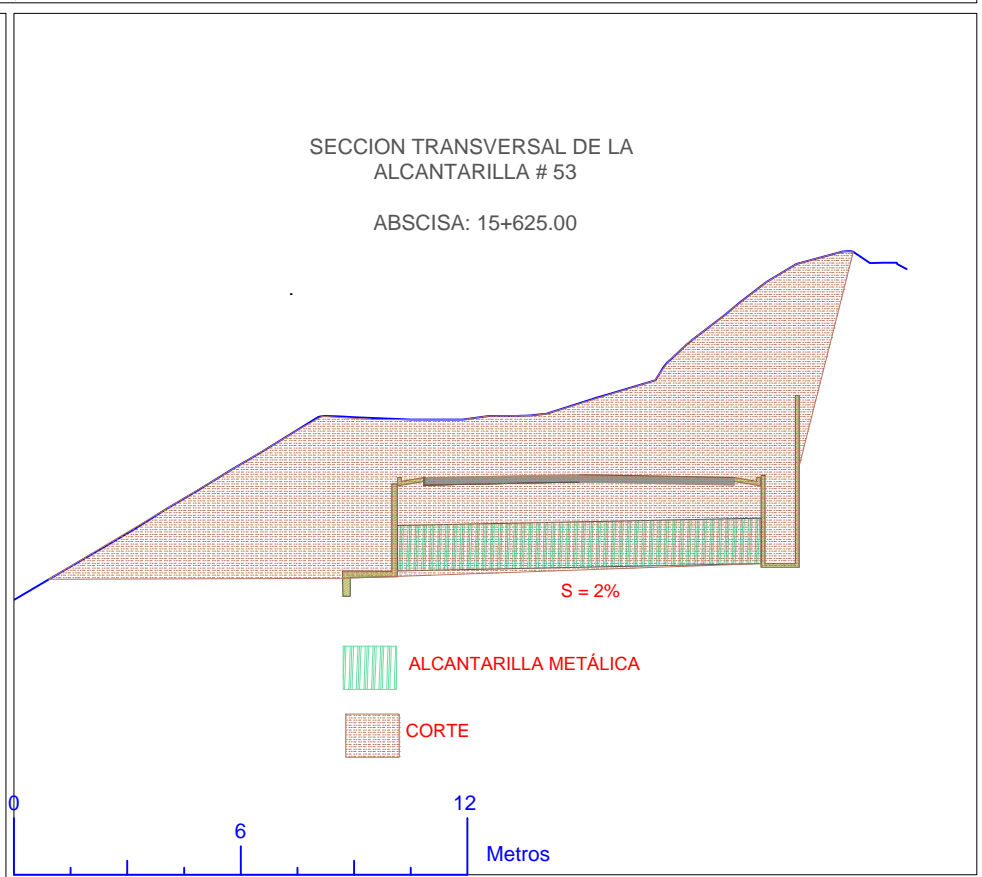
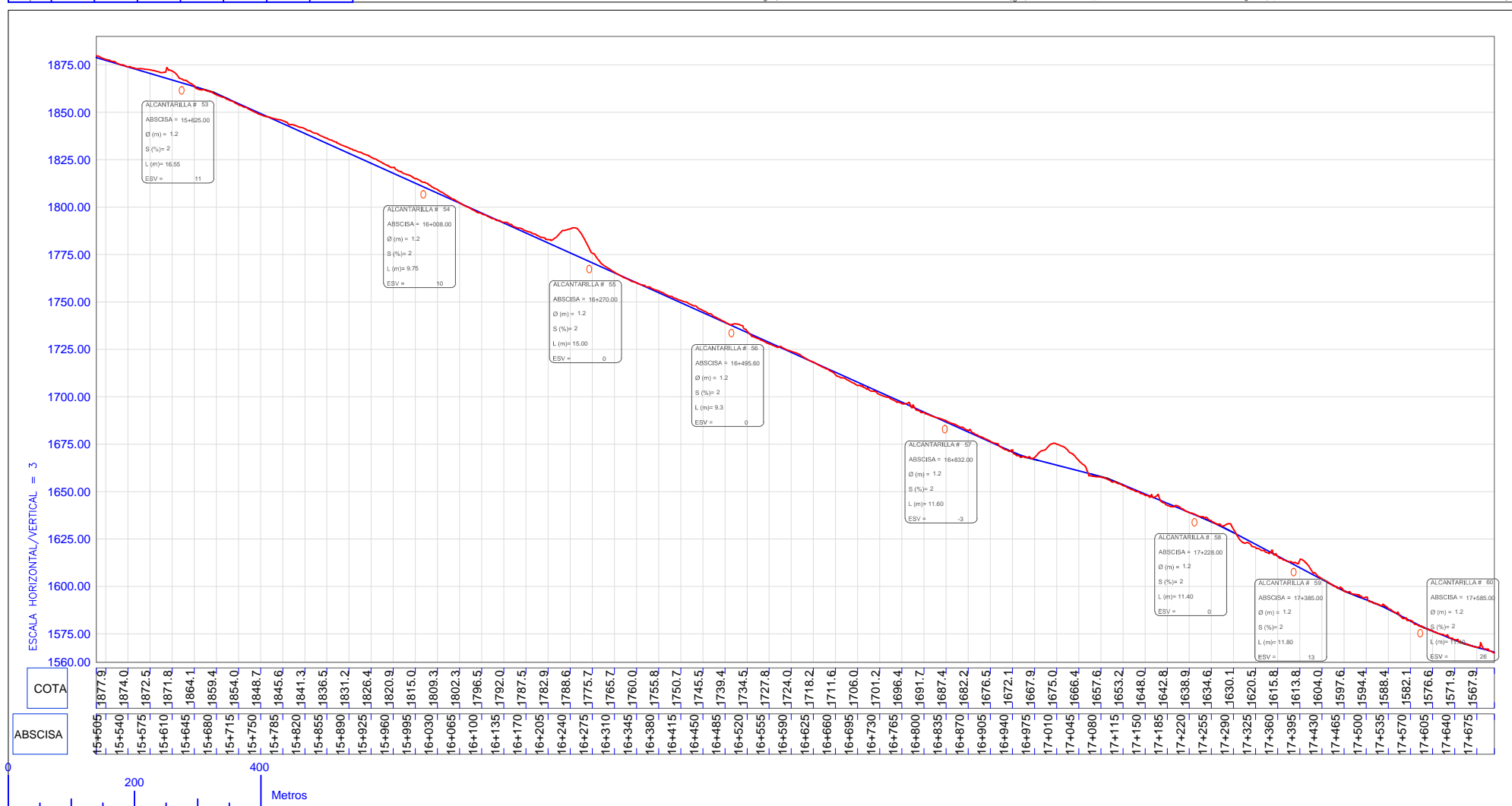
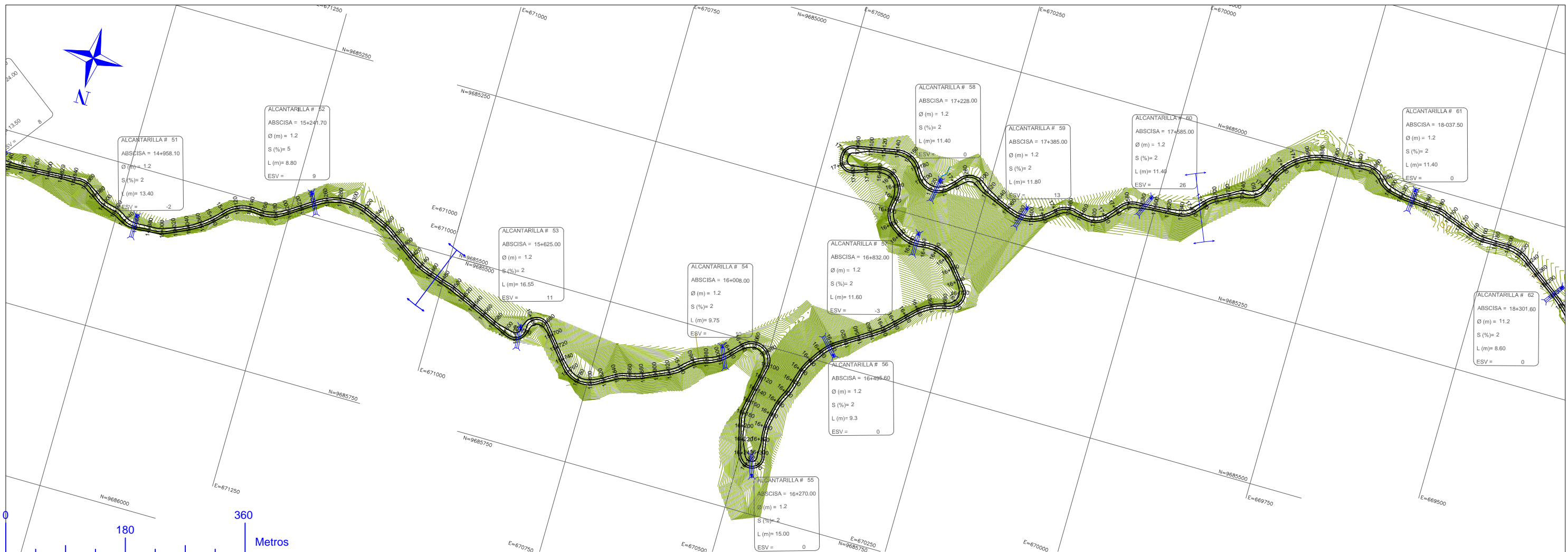


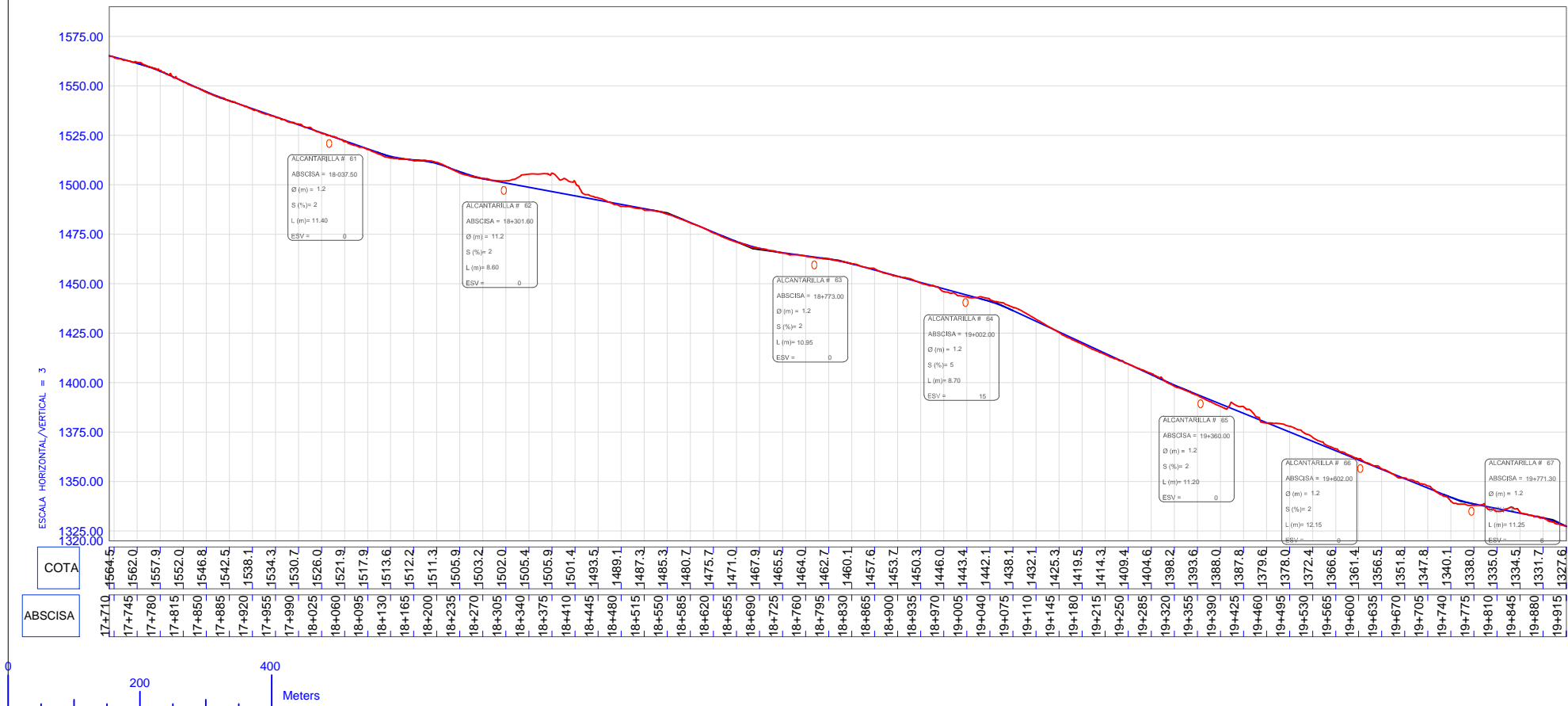
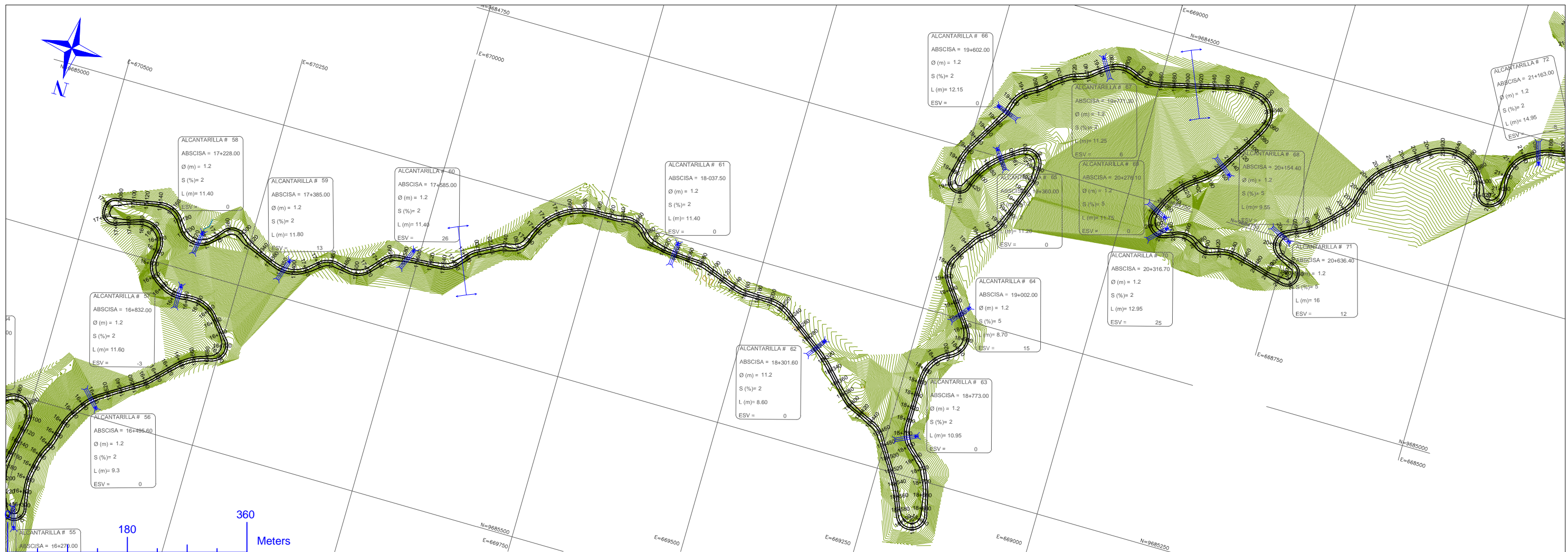












SECCION TRANSVERSAL DE LA
ALCANTARILLA # 63
ABSCISA: 18+773.00

